

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta Stavební

Katedra konstrukcí

**Analýza statického a konstrukčního řešení vícepodlažního objektu
ze železobetonu**

Analysis of static and structural design of multistorey reinforced concrete building

Student:

Bc. Vlastimil Sadílek

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Marie Stará

Ostrava 2012

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

.....

Podpis studenta

Prohlašuji, že

- Byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních přednastavení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- Beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečné ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- Souhlasím s tím, že jeden výtisk bude uložen u vedoucího diplomové práce. Souhlasím s Tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- Bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- Bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci, nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladu, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- Beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

.....

.....

Podpis studenta

ANOTACE DIPLOMOVÉ PRÁCE

Sadílek, V. *Analýza statického a konstrukčního řešení vícepodlažního objektu ze železobetonu*. Ostrava: katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB Technická univerzita Ostrava, 2012. Diplomová práce, vedoucí Stará, M. 98 stran.

Diplomová práce se zabývá konstrukčním a statickým řešením vícepodlažní budovy ze železobetonu. Předmětem práce byl návrh zatížení a statické posouzení navržených prvků na vypočtené vnitřní síly.

Diplomová práce obsahuje konstrukční řešení a vypracovanou výkresovou dokumentaci k vybraným prvkům v CAD systému.

ANOTATION OF MASTER THESIS

Sadílek, V. *Analysis of static and structural design of multistorey reinforced concrete building*. Ostrava: Department of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering VŠB - Technical University Of Ostrava, 2012. Master thesis, head: Stará, M. 98 pages.

Master thesis is dealing with static and structural analysis of multistorey reinforced concrete building. Main subject of composition was design of load and static analysis of elements on calculated internal forces.

Master thesis also contains construction and technical solution of structure with drawing documentation of selected elements.

Děkuji vedoucímu diplomové práce Ing. Marii Staré za odbornou konzultaci a vedení při vypracování této práce.

OBSAH

OBSAH	1
1 ÚVOD	3
2 POPIS OBJEKTU	4
2.1 ÚČEL OBJEKTU	4
2.2 ZALOŽENÍ OBJEKTU	4
2.3 NOSNÉ KONSTRUKCE	4
2.4 NENOSNÉ KONSTRUKCE	5
3 MODEL KONSTRUKCE	6
3.1 MODEL KONSTRUKCE OBECNĚ	6
3.2 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ OBJEKTU	6
3.3 MODEL A STATICKÉ PŮSOBENÍ	10
4 ZATÍŽENÍ.....	14
4.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ.....	14
4.2 ZATÍŽENÍ SNĚHEM	19
4.3 ZATÍŽENÍ VĚTREM.....	23
4.5 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ.....	40
4.6 KOMBINACE ZATÍŽENÍ	40
5 VNITŘNÍ SÍLY	46
5.1 VNITŘNÍ SÍLY NA DESKÁCH.....	46
5.2 VNITŘNÍ SÍLY NA STĚNÁCH - ZTUŽUJÍCÍ JÁDRO	56
5.3 NÁVRH VNITŘNÍCH SIL PRO POSUDEK PROTlačENÍ	58
5.4 VNITŘNÍ SÍLY NA SLOUPECH	59
6 METODA NÁHRADNÍCH RÁMŮ	60
6.1 VÝPOČET ZATÍŽENÍ - PŘÍČNÝ NÁHRADNÍ RÁM - SMĚR Y	61
6.2 VÝPOČET ZATÍŽENÍ - PŘÍČNÝ NÁHRADNÍ RÁM - SMĚR X.....	63
6.3 POROVNÁNÍ OHYBOVÝCH MOMENTŮ	64
7 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI.....	65
7.1 NÁVRH KRYCÍ VRSTVY	65
7.2 VÝPOČET ÚNOSNOSTI DESEK.....	66
7.5 NÁVRH STĚNY JÁDRA	79

7.1	NÁVRH A POSOUZENÍ SLOUPŮ	84
7.2	POSUDEK PROTLAČENÍ	87
8	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	95
8.1	MEZNÍ STAV OMEZENÍ PRŮHYBU	95
8.2	POSOUZENÍ PRŮHYBU	96
9	ZÁVĚR	97
10	CITOVANÁ LITERATURA	98
11	SEZNAM PŘÍLOH	99
11.1	VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE	99

1 ÚVOD

V současné době se v okolí mého bydliště hodně rozvíjela výstavba nových budov pro obchod a administrativu. Konstruktivním řešením většiny těchto budov je železobetonový skelet, kde vodorovné nosné konstrukce tvoří lokálně podepřené desky. Během mého studia na stavební fakultě jsme se problematikou lokálně podepřených desek významněji nezabývali, proto hlavní inspirací pro námět diplomové práce bylo řešení obdobného konstrukčního systému.

První část diplomové práce popisuje konstrukční řešení objektu a jeho model pro výpočtovou analýzu.

Ve druhé části jsou vyhodnoceny výsledky výpočtové analýzy a následné posouzení únosnosti vybraných posuzovaných prvků.

2 POPIS OBJEKTU

2.1 Účel objektu

Jedná se o administrativní budovu architektonické a grafické společnosti. Budova je navržena jako třípodlažní s pochozí plochou střechou. Vstup do budovy je v 1.NP podlaží. Vertikální komunikace uvnitř budovy je řešena pomocí schodiště s výtahem. Objekt bude obsahovat kavárnu, prezentační galerii, open-space kanceláře, kanceláře, jednací místnosti, grafické centrum a příslušné zázemí.

První podlaží obsahuje kavárnu, místo pro relaxaci a galerii, druhé a třetí podlaží obsahuje kancelářské prostory.

2.2 Založení objektu

Založení objektu je uvažováno na pilotových základech. Pilotové základy budou vetknuty do únosného podloží. Založení objektu a základové konstrukce nejsou v rámci diplomové práce podrobněji řešeny.

2.3 Nosné konstrukce

Nosnou konstrukci objektu tvoří monolitický železobetonový skelet. Vodorovné nosné konstrukce podlaží jsou navrženy jako lokálně podepřené desky. Svislé nosné konstrukce jsou tvořeny sloupy kruhového průřezu. Prostorové ztužení je provedeno stěnovým ztužujícím jádrem. Nosné konstrukce schodiště jsou tvořeny železobetonovými deskami.

2.4 Nenosné konstrukce

2.4.1 Plášť budovy

Opláštění budovy je navrženo pomocí proskleného obvodového pláště tvořeného hliníkovými profily a zasklením.

2.4.2 Vnitřní příčky

Vnitřní příčky budou sádkartonové tl. 125-150mm s asymetrickým opláštěním, nebo se zdvojeným opláštěním.

2.4.3 Podlahy

Na nosné železobetonové konstrukci bude uložena konstrukce podlahy (separační vrstva, izolační vrstva, separační folie, betonový potěr, dlažba uložená v lepidle).

2.4.4 Podhledy

Pod stropními konstrukcemi jsou navrženy protipožární RIGIPS podhledy, do kterého bude zabudováno osvětlení. Nad podhledem bude uchyceno do stropní konstrukce technické zařízení (vzduchotechnika, rozvody vody, rozvody elektroinstalací).

2.4.5 Zastřešení

Je navržena inverzní pochozí střecha. Spád zastřešení je 2% do míst střešních vpustí pro odvod dešťové vody podtlakovým systémem.

3 MODEL KONSTRUKCE

3.1 Model konstrukce obecně

Pro výpočet vnitřních sil byl použit výpočetní software Scia Engineer. Tento program je založen na numerické výpočtové metodě konečných prvků.

V Programu Scia Engineer byl vytvořen 3D model konstrukce, který by měl vystihnout vzájemné spolupůsobení prvků konstrukce na základě jejich tuhostí a výpočtových modelech.

Podkladem pro navržení výpočtového modelu je konstrukční řešení objektu.

3.2 Konstrukční řešení objektu

3.2.1 Horizontální nosné konstrukce

Nosnou konstrukcí podlaží tvoří lokálně podepřené železobetonové desky. Betonové desky jsou navrženy z betonu C25/30 - XC1. V železobetonových deskách bude výztuž kladena dle návrhových ohybových momentů a statického působení. Betonářská výztuž je zvolena B500B. Tloušťka betonové desky byla navržena 225mm.

V desce bude v místě krajních, rohových a středních sloupů umístěna výztuž proti řetězovému zřícení.

Jelikož se jedná o lokálně podepřenou desku, budou v místě sloupů navrženy a umístěny smykové lišty pro zvýšení smykové únosnosti průřezu proti protlačení

Nosnou konstrukci zastřešení jádra bude tvořit po obvodě uložená železobetonová deska, deska bude navržena z betonu C25/30 - XC1. Tato deska bude vyztužena tak, aby přenesla návrhové vnitřní síly podle svého statického působení. Betonářská výztuž bude shodná jako u všech ostatních desek - B500B.

3.2.2 Svislé nosné konstrukce - sloupy



Obr. 3-1- Sloup

Svislé nosné konstrukce budou tvořeny železobetonovými sloupy o průměru 350mm. Osově vzdálenosti v příčném směru jsou 7m a 6m, osově vzdálenosti v podélném směru jsou 5,5m.

Sloupy budou navrženy z betonu C25/30 a výztuže o min. průměru 12mm, betonářské výztuže B500B.

Ve sloupech budou navrženy trmínky vinuté do spirály.

Sloupy nejnižšího podlaží budou vetknuty do pilotových základů.

3.2.3 Svislé nosné konstrukce stěny

Prostorové ztužení objektu je zajištěno ztužujícím železobetonovým stěnovým jádrem. Ztužující jádro je tvořeno stěnami tl. 250mm. Na jádro bude použito betonu C25/30 XC1, betonářská výztuž B500B. Stěny budou vetknuty do základových konstrukcí.

3.2.4 Schodiště

Je navrženo deskové schodiště, které je vetknuto do stěn ztužujícího jádra. Schodiště je navrženo z betonu C25/30 XC1 a betonářské výztuže B500B. Desky schodiště jsou voleny tloušťky 200mm.

3.2.5 Výpočet rozměru dilatačního celku

Výpočet je proveden podle normy ČSN 731201 z roku 2010 [1].

Maximální velikost dilatačního celku pro skeletovou konstrukci s jedním ztužujícím prvkem, který je umístěn mimo střed nebo konec dilatačního celku se vypočte dle rovnice (3.1):

$$l_{\text{dil}} = 2 \cdot (l_{\text{dil},1} - l_{\text{dil},2}) \cdot \frac{1 - \alpha_{\text{dil}}}{1 - \alpha_{\text{dil},1}} + l_{\text{dil},2} \quad (3.1)$$

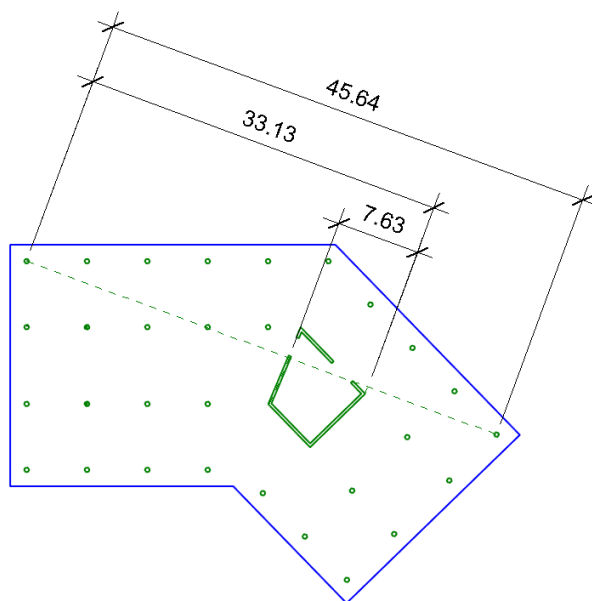
Kde:

$l_{\text{dil},1}$ maximální délka dilatačního celku pro ztužení uprostřed

$l_{\text{dil},2}$ maximální délka dilatačního celku pro ztužení na jednom konci

α_{dil} poměr vzdálenosti ztužující stěny ke kraji dilatačního celku a vzdálenosti mezi nejvzdálenějšími nosnými sloupy

$\alpha_{\text{dil},1}$ poměr velikosti zužujícího prvku ke vzdálenosti největšího možného dilatačního celku



Obr. 3-2 - Geometrie rozměrů dilatačního celku budovy

$$\alpha_{\text{dil}} = \frac{33,13}{45,64} = 0,73$$

$$l_{\text{dil},1} = 54\text{m} [1]$$

$$\alpha_{\text{dil},1} = \frac{7,63}{54} = 0,14$$

$$l_{\text{dil},2} = 42\text{m} [1]$$

$$l_{\text{dil}} = 2 \cdot (54 - 42) \cdot \frac{1-0,73}{1-0,14} + 42 = 49,5\text{m}$$

Maximální velikost dilatačního celku pro mimostředně uložený ztužující prvek vyhovuje podmínce:

$$l_{\text{dil}} = 49,5\text{m} < 54\text{m}$$

Největší osová vzdálenost mezi svislými nosnými konstrukcemi je:

$$l = 45,64\text{m}$$

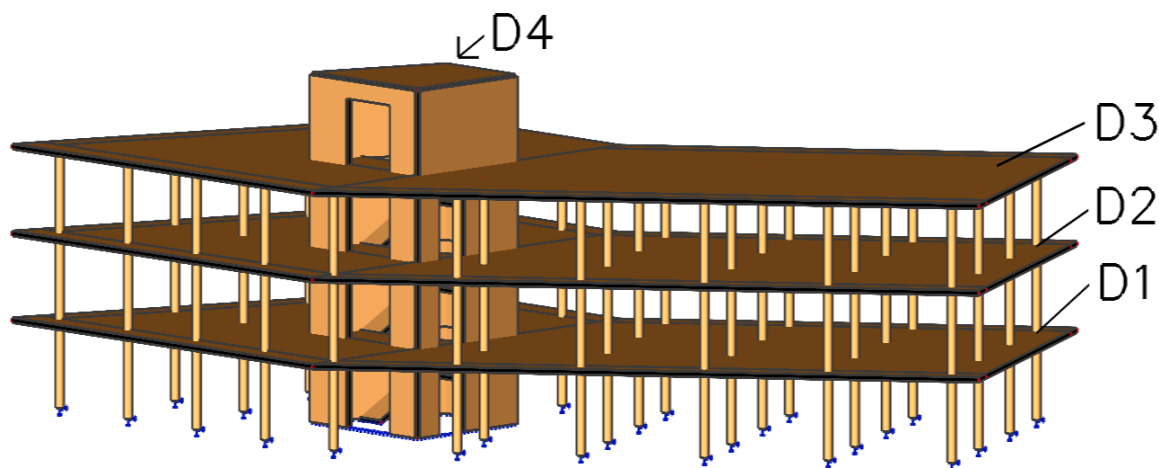
Velikost dilatačního celku konstrukce je menší, než vypočtena maximální velikost dilatačního celku pro mimostředně umístěný ztužující prvek.

$$l = 45,64\text{m} < l_{\text{dil}} = 49,5\text{m}$$

Jelikož je navržena konstrukce, kde se nepředpokládá nestejnoroďé sedání, není v místě s velkou seismicitou a poddolovaném území a velikost dilatačního celku je menší než maximální velikost, není třeba dále vyšetřovat dilatační celek.

3.3 Model a statické působení

3.3.1 Vodorovné nosné konstrukce



Obr. 3-3 - Model konstrukce a označení stropních desek

Vodorovné nosné železobetonové konstrukce jsou modelovány jako desky konstantní tloušťky. Velikost konečného prvku je volena s ohledem na přesnost a náročnost výpočtu o maximální délce hrany 0,5m. Menší konečné prvky při daném počtu zatěžovacích stavů byly výpočtově náročné, výsledky vnitřních sil, mimo místa lokálních extrémů, se nelišily.

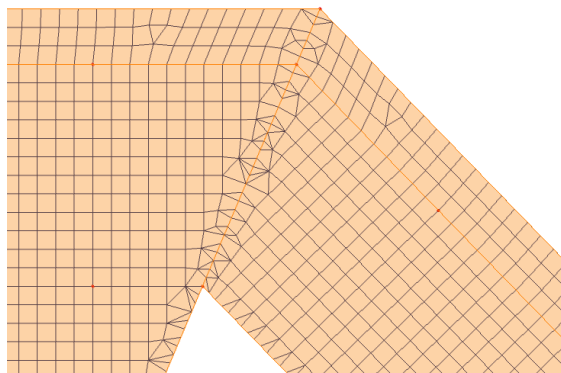
Model konečného prvku je izotropní (má ve všech směrech stejné vlastnosti). Model konstrukce desky je dvourozměrný (2D), geometrie konstrukce má svou šířku a délku. Tloušťka desky je pouze parametrem, který vstupuje do výpočtu tuhosti konstrukce.

Pro část desky, která není ortogonální s globálním souřadným systémem, je použito pootočení lokálního souřadného systému prvků o příslušný úhel. Tímto je docíleno rovnoměrného generování sítě v pootočené desce. Generované konečné prvky jsou pak pravoúhlé, nejsou deformované hranami konstrukce.

Modelovaná konstrukce je uchycena na sloupy, v místě průniku sloupů s deskou jsou generovány koncové uzly. V místě ztužujícího jádra je model konstrukce vetknutý do stěn jádra. Jsou zde generovány hrany průniku. V těchto místech jsou přenášeny do stěnových konstrukcí ohybové momenty způsobené pootočením desky v místě průniku.

Pro posouzení únosnosti železobetonové desky budou použity dimenzační ohybové momenty. Hodnoty dimenzačních momentů m_xD a m_yD , dle orientace os vykreslovaného souřadného

systému, jsou tvořeny součtem příslušných základních veličin - ohybovými momenty m_x , m_y a absolutní hodnotou kroutícího momentu m_{xy} .

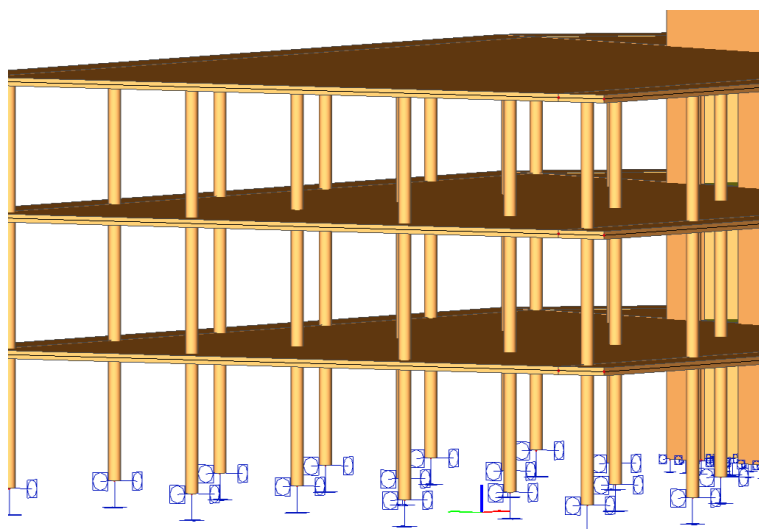


Obr. 3-4 - Generovaná síť desky D1, D2, D3

3.3.2 Svislé nosné konstrukce - sloupy

Svislé nosné konstrukce - železobetonové sloupy - jsou modelovány jako prvek sloup. Jedná se o jednorozměrný (1D) prvek.

Geometrie prvku je modelována od základu po střednici desky, nebo od střednice desky po střednici desky následujícího podlaží. V patě sloupů prvního nadzemního podlaží je uvažováno vetknutí. V okrajové podmínce jsou zakázány veškerá posunutí a pootočení. Lokální systém prvků, které se nachází pod deskou, která není v ortogonálním směru s globálním souřadným systémem, je pootočený o příslušný úhel. Výsledné vykreslované momenty poté odpovídají směřům uvažovaného rámového působení konstrukce.

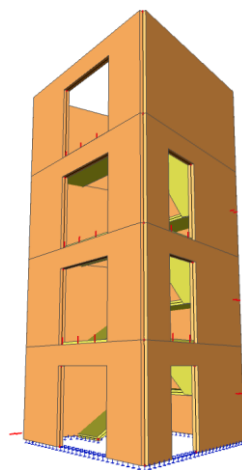


Obr. 3-5 - Model sloupů

3.3.3 Svislé nosné konstrukce - stěny

Svislé nosné konstrukce jádra jsou generovány jako prvek „stěna 80“. Stěny jsou konstantní tloušťky 250mm. Model konečného prvku je dvourozměrný. Tloušťka konstrukce vstupuje do výpočtu pouze jako parametr tuhosti. Velikost prvku je volena shodně s velikostí prvku desky - délka hrany maximálně 0,5m. V místě styku s vodorovnou nosnou konstrukcí je generovaný průnik. V místě průniku jsou přenášeny síly a deformace z vodorovných konstrukcí do svislých konstrukcí.

V místě vstupu do schodišťového ztužujícího jádra jsou vymodelovány otvory příslušných rozměrů.



Obr. 3-6 - Model ztužujícího jádra

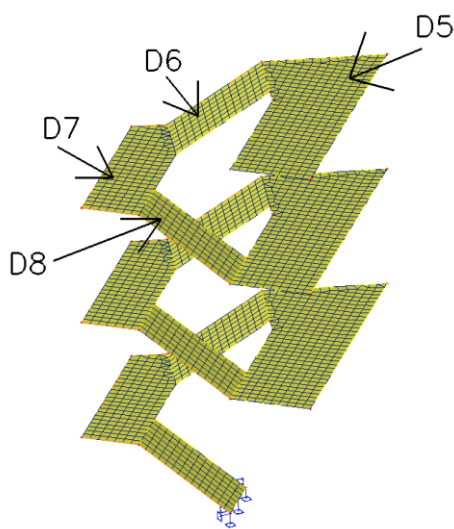
3.3.4 Model schodiště

Model konstrukce schodiště, který je vodorovný (deska podesty, deska v patře), je shodný s modelem železobetonových nosných desek.

Model ramene schodiště, který je šikmý, je modelovaný jako prvek „skořepina 98“.

Lokální souřadný systém prvků je pootočený. Sít' je pak generována rovnoběžně s hranami.

Velikost konečných prvků schodiště byla volena s ohledem na menší rozměry konstrukce ve srovnání s železobetonovými stropními deskami. Průměrná délka hrany konečného prvku schodiště byla zvolena 0,25m.



Obr. 3-7 - Generovaná síť na schodišti a označení jednotlivých desek

4 ZATÍŽENÍ

4.1 Stálé zatížení

Výpočet zatížení je proveden podle normy ČSN EN 1991-1-1 [2].

4.1.1 Stálé zatížení - nosné konstrukce

Stálé zatížení nosných konstrukcí je vypočteno softwarem SCIA Engineer 2012 automaticky dle dimenzí a rozměrů konstrukcí ve 3D modelu.

Do programu jsou zadány charakteristické hodnoty, software provádí přepočet dle nastaveného kombinačního pravidla a normy ČSN EN 1990 [3].

4.1.2 Zatížení na desku D3 - vlastní tíha nenosných konstrukcí

Zatížení vlastní tíhou na desku D3 je dáno její skladbou. Tato deska tvoří nosnou konstrukci zastřešení objektu. Zastřešení je uvažováno jako plochá pochozí střecha se spádem 2%. Skladbu a výpočet zatížení uvádí Tab. 4-1. Vlastní tíha betonové spádové vrstvy je vypočtena z její střední - reprezentativní hodnota tloušťky. Zatížení vzduchotechnickými a TZB instalacemi je odhadnuto. Zatížení Rigips podhledem je převzato z dokumentace výrobce. Vlastní tíha bude působit jako plošné zatížení.

Konstrukce:		Deska		
Popis:		Zatížení střechy - vlastní tíha		
Materiál	tl. [mm]	hmotnost [kg/m³]	g_k [kN/m³]	g_k [kN/m²]
dlažba	50	1800	18	0,90
XPS	200	30	0,3	0,06
hydroizolace				0,02
spádová vrstva	50	2000	20	1,00
železobetonová nosná konstrukce				
vzt+tzb				0,50
Rigips				0,07
Suma				2,55

Tab. 4-1 - Výpočet zatížení

4.1.3 Zatížení na desku D1, D2- vlastní tíha nenosných konstrukcí

Toto zatížení se vztahuje na desku druhého a třetího podlaží. Zatížení na desku je vypočteno z vlastní tíhy skladby podlahy a zavěšeného podhledu nižšího podlaží. Výpočet zatížení je uveden v následující tabulce Tab. 4-2 a bude působit jako plošné zatížení.

Konstrukce:	Deska			
Popis :	Zatížení - běžné podlaží - vlastní tíha			
Materiál	tl. [mm]	hmotnost kg/m³	g_k [kN/m³]	g_k [kN/m²]
dlažba+lepidlo	15	1800	18	0,27
betonový potěr	60	2000	20	1,20
separace	30	200	2	0,06
železobetonová nosná konstrukce				
Rigips podhled	plošná hmotnost 7kg/m ²			0,07
vzduchotechnika+TZB				0,50
Suma				2,10

Tab. 4-2 - Výpočet zatížení

4.1.4 Zatížení na desku - střecha jádra

Nosnou konstrukci střechy jádra tvoří ŽB deska. Na desku působí plošné zatížení, vyvolané vlastní tíhou skladby střešního pláště. Skladbu a výpočet zatížení uvádí následující tabulka.

Konstrukce :	Deska			
Popis :	Zatížení jádra - vlastní tíha			
Materiál	tl. [mm]	hmotnost kg/m³	g_k [kN/m³]	g_k [kN/m²]
kačírek	25	1800	18	0,45
XPS	200	30	0,3	0,06
izolace				0,02
spádová vrstva	25	2000	20	0,50
železobetonová nosná konstrukce				
Suma				1,03

Tab. 4-3 - Výpočet zatížení

4.1.5 Zatížení na desku - schodišťové rameno

V objektu je navrženo monolitické schodiště. Ve výpočtovém programu je vymodelována pouze deska, bez schodišťových stupňů, proto je nutné dopočítat plošné zatížení vlastní tíhou nadbetonovanými schodišťovými stupni. Výpočet vlastní tíhy je uveden v následující tabulce:

šířka stupně	$b=$	280	mm
výška stupně	$h=$	172,7	mm
Kontrola geometrie schodiště	$2 \cdot h + b =$	625,4	
		610-630	OK
plocha stupně	$A_1=$	0,024	m ²
přepona stupně	$l_1=$	0,33	m
průměrná výška	$h_p=$	0,07	m
objemová tíha betonu	$\gamma_c=$	25	kN/m ³
plošné zatížení schodiště	$g_k=$	1,84	kN/m ²
plošné zatížení dlažbou		0,27	kN/m ²
celkové plošné zatížení schodiště		2,11	kN/m ²

Tab. 4-4 - Výpočet zatížení na schodiště

4.1.6 Zatížení na desku - podestu schodiště

Vlastní tíha desky podesty je počítána výpočtovým softwarem automaticky, na základě geometrie a dimenzí. Plošné zatížení vlastní tíhou nenosné konstrukce je vypočteno v následující tabulce.

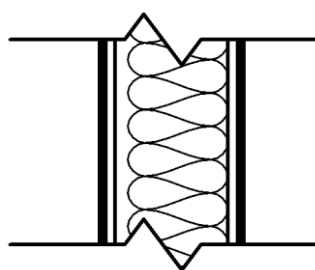
Konstrukce :		Deska		
Popis :		Zatížení poděsty		
Materiál	tl. [mm]	hmotnost kg/m ³	g_k [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
dlažba+lepidlo	15	1800	18	0,27
železobetonová nosná konstrukce				
Suma				0,27

Tab. 4-5 - Výpočet zatížení

4.1.7 Přemístitelné příčky

V celém objektu se nachází SDK příčky tloušťky 125mm - 150mm do výšky 3,8m. Charakteristická hodnota vlastní tíhy příčky je stanovena na 1,79kN/mb a proto je možno podle normy [2], místo liniového zatížení příčkami, použít plošné zatížení. Pro přemístitelné příčky o hmotnosti menší než 2,0kN/m uvádí plošné zatížení $q_k=0,8\text{kN/m}^2$ [2]. Obr. 1-1

uvádí schématický řez příčkou a její skladbu. Tab. 4-6 uvádí výpočet vlastní tíhy příčky



SDK tl 12,5-25mm

Rockwool Airrock ND tl. 100mm

SDK tl 25mm

Obr. 4-1 - Skladba příček

Konstrukce:	Sádkartonová příčka			Výška	3,8 m
Popis:	Liniové zatížení				
Materiál	tl. [mm]	hmotnost [kg/m³]	g_k [kN/m³]	g_k [kN/m²]	g_k [kN/m]
SDK	25	720	7,2	0,09	0,68
Airrock ND	100	112	1,12	0,11	0,43
SDK	25	720	7,2	0,09	0,68
Suma					1,79

Tab. 4-6 - Výpočet zatížení

4.1.8 Zatížení atikou

Zatížení vlastní tíhy atiky bude modelováno jako liniové zatížení na hraně plochy střešní desky. Atika je tvořena železobetonem a z vnitřní a vnější strany bude zaizolována polystyrenem EPS 150 tl. 100mm.

Konstrukce:	Stěna atiky		Výška		0,5 m
Popis:	zatížení vlastní tíhou stěny atiky				
	tl.				
Materiál	[mm]	Objemová hmotnost	g_k [kN/m³]	g_k [kN/m²]	g_k [kN/m]
beton	200	2500	25	5,00	2,50
polystyren	200	30	0,3	0,06	0,03
asfaltová HI				0,10	0,05
Suma					2,58

Tab. 4-7 - Výpočet zatížení

4.1.9 Zavěšená prosklená fasáda

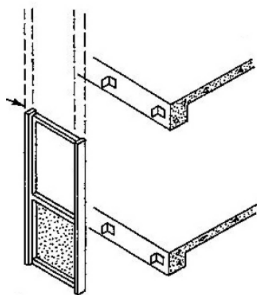
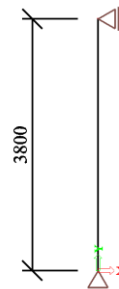


Schéma fasády



Statické schéma

Obr. 4-2 - Zavěšená prosklená fasáda

Zatížení fasády bude modelováno zjednodušeně, jako liniové zatížení na krajích desky příslušného podlaží. Objemová tíha skla je převzata z normy eurokód 1, část 1 [2]. Ve výpočtu jsem neuvažoval s vlastní tíhou hliníkových profilů. Tab. 4-8 uvádí odhad vlastní tíhy zavěšené fasády.

Konstrukce:	Prosklená fasáda			Výška	3,8 m
Popis:	zatížení vlastní tíhou prosklené fasády				
Materiál	tl. [mm]	Objemová hmotnost	g_k [kN/m³]	g_k [kN/m²]	g_k [kN/m]
sklo	24	2500	25	0,60	2,28
Suma					2,28

Tab. 4-8 - Výpočet zatížení

4.2 Zatížení sněhem

4.2.1 Stanovení zatížení sněhem

Předpokládám umístění stavby do sněhové oblasti II. Výpočet zatížení sněhem pro návrhové a dočasné situace určuje následující rovnice:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.1)$$

Kde:

$C_e = 1$ součinitel expozice, normální typ krajiny [4],

$C_t = 1$ tepelný součinitel, pro střechy s $U < 1,0 \text{ W/m}^2\text{K}$ [4],

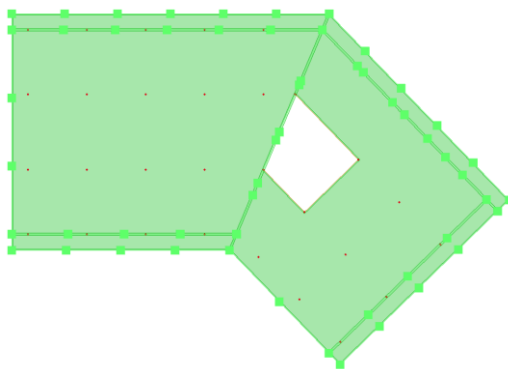
$\mu_1 = 0,8$ tvarový součinitel, pro pultové střechy [4],

$s_k = 1,05$ charakteristická hodnota zatížení sněhem, pro sněhovou oblast II. dle [4].

Dosazením do rovnice (4.1) získáme zatížení sněhem:

$$s = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,05 = 0,84 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

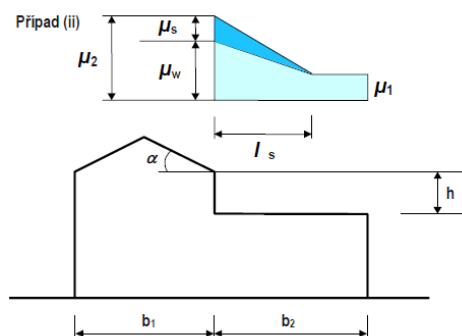
Zatížení bude působit plošně na celou střechu:



Obr. 4-3 - Plošné zatížení na D3 - zatěžovací stav SN

4.2.2 Stanovení zatížení sněhem - k přiléhajícím vyšším stavbám

Nad střechu je vyvedeno ztužující jádro do výšky 3,8m s plochou střechou. Ve výpočtovém software je toto zatížení namodelováno jako přídavek k plošnému zatížení sněhem s tvarovým součinitelem μ_1 .



Obr. 4-4 Zatížení navátým sněhem dle [4]

Tvarový součinitel pro navátý sníh se vypočte z rovnice:

$$u_2 = u_s + u_w \quad (4.2)$$

Kde:

u_s součinitel zohledňující sesuv sněhu, pro ploché střechy $u_s=0$

Tvarový součinitel zohledňující působení větru [4]:

$$u_w = \frac{b_1 + b_2}{2h} \quad (4.3)$$

Tvarový součinitel je omezen hodnotou:

$$u_w \leq \gamma \cdot \frac{h}{s_k} = 2 \cdot \frac{3,8}{1,05} = 7,2 \quad (4.4)$$

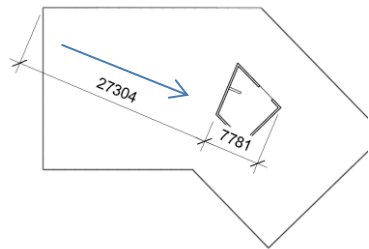
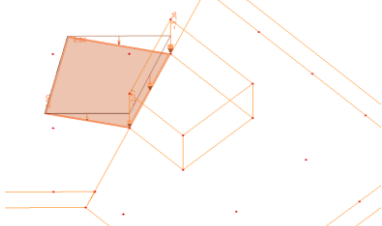
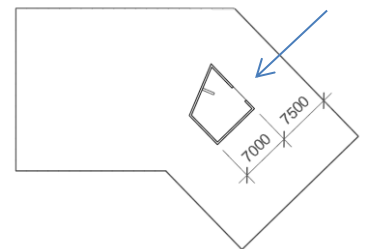
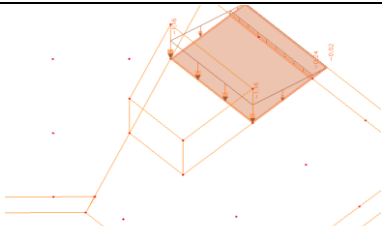
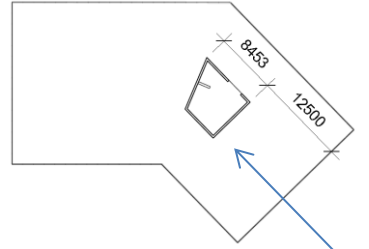
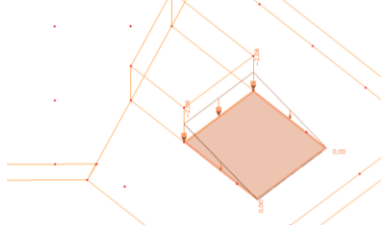
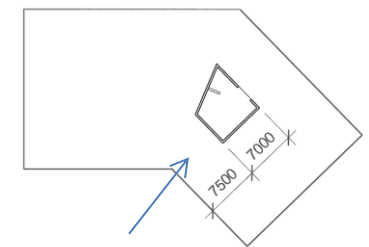
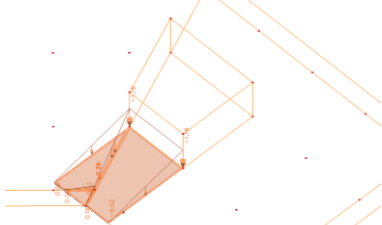
Kde:

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ objemová tíha sněhu,

$h = 3,8 \text{ m}$ výška

$s_k = 1,05 \text{ kN/m}^2$ zatížení sněhem

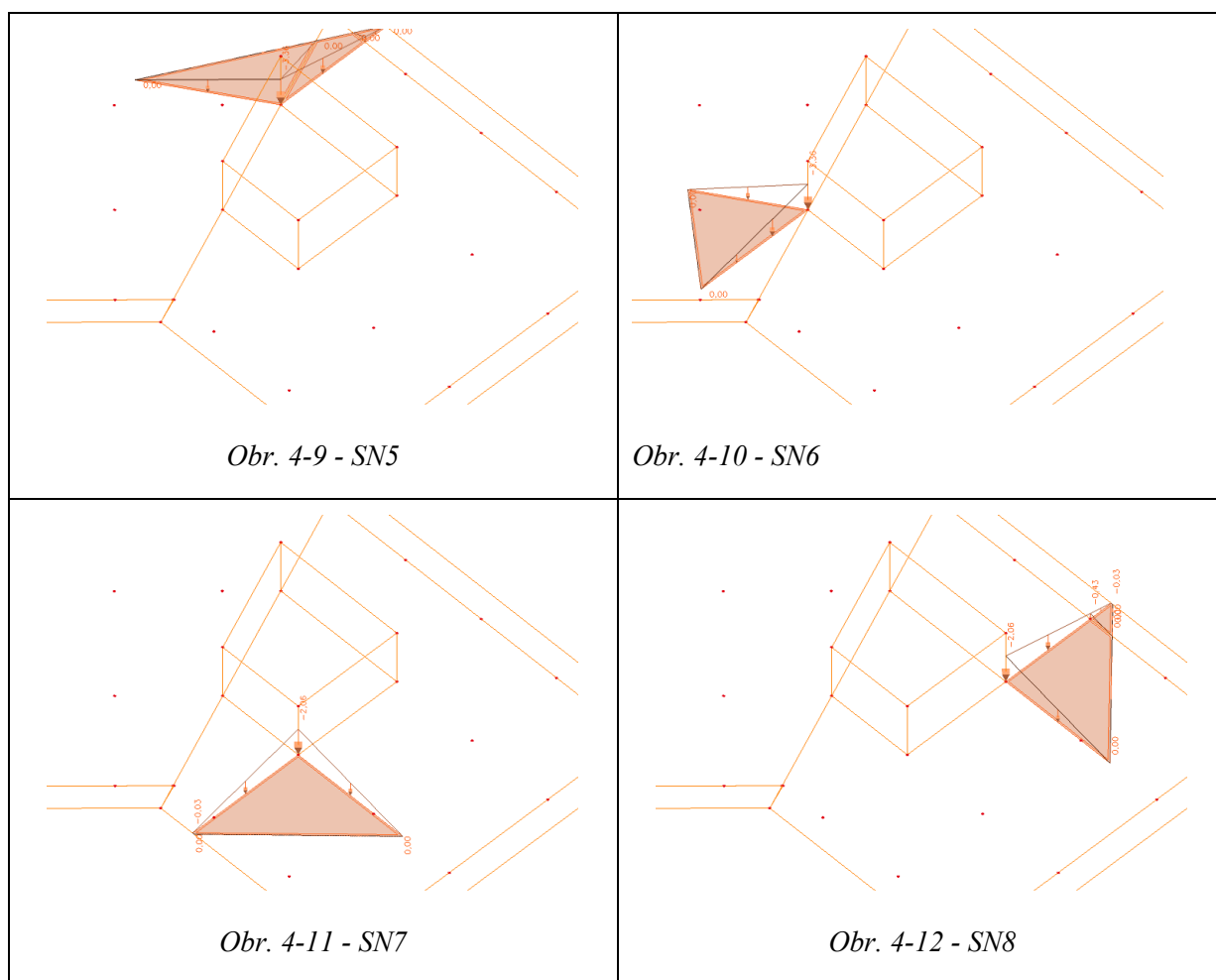
Norma dále doporučuje omezit rozsah hodnot na $0,8 \leq u_w \leq 4,0$ [4], proto následující Tab. 4-19 bude uvádět hodnoty omezené tímto rozsahem.

A) SMĚR NAVÁTÍ SNĚHU	B) VÝPOČET MAXIMÁLNÍ HODNOTY ZATÍŽENÍ	C) MODEL ZATÍŽENÍ VE SCIA ENGINEER 2012
	b_1 7,8 m b_2 27,3 m h 3,8 m u_w 4,6 u_w 4,0 s 4,2 kN/m^2	 Obr. 4-5 - SN1
	b_1 7,5 m b_2 7,0 m h 3,8 m u_w 1,9 u_w 1,9 s 2,0 kN/m^2	 Obr. 4-6 - SN2
	b_1 8,5 m b_2 12,5 m h 3,8 m u_w 2,76 u_w 2,76 s 2,90 kN/m^2	 Obr. 4-7 - SN3
	b_1 7,5 m b_2 7 m h 3,8 m u_w 1,9 u_w 1,9 s 2,00 kN/m^2	 Obr. 4-8 - SN4

Tab. 4-9 - Zatížení navátým sněhem

Délka návěje $l_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 3,8 \text{ m} = 7,6 \text{ m}$

V tabulce Tab. 4-10 jsou uvedeny další zatěžovací stavy, které jsou uvažovány.



Tab. 4-10- Zatížení navátým sněhem - doplnění směrů

4.3 Zatížení větrem

Výpočet je proveden podle normy ČSN EN 1991-1-3 [5].

4.3.1 Určení maximálního dynamického tlaku větru

Základní rychlost větru se vypočte podle následující rovnice:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.5)$$

Výchozí základní rychlost větru je různá pro jednotlivé oblasti. Česká republika je rozdělená do 5-ti oblastí, umístění budovy se nachází ve větrové oblasti II [5].

$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ výchozí základní rychlost větru pro větrovou oblast II,

$c_{dir} = 1,0$ součinitel směru větru pro běžné případy podle NA.2.6 [5],

$c_{season} = 1,0$ součinitel ročního období pro běžné případy podle NA.2.7 [5].

Dosazením do rovnice (4.5) získáme základní rychlost větru:

základní rychlost větru: $v_b = 25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 25 \text{ m/s}$

Střední rychlost větru se vypočte podle rovnice:

$$v_m(z) = c_{r(z)} \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (4.6)$$

Součinitel ortografie c_0 zohledňuje umístění stavby. Pokud není stavba umístěna na hřebenech, srážech, strmých svazích, použije se součinitel ortografie 1,0.

$c_0(z) = 1,0$ součinitel ortografie [5].

Součinitel drsnosti terénu pro $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ ($10 \text{ m} \leq 11,9 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$):

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (4.7)$$

$z = 11,9\text{m}$ referenční výška je uvažována ve výšce horní hrany atiky.

Součinitel terénu se vypočte vztahem:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (4.8)$$

Kategorie terénu je určena podle umístění stavby. Umístění stavby je uvažováno v centru města. Tomuto typu krajiny odpovídá kategorie terénu IV.

Hodnoty z_0 a $z_{0,II}$ jsou určeny z tabulky v normě [5]:

Kategorie terénu	$z_0[\text{m}]$	$z_{\min} [\text{m}]$
0 Moře nebo pobřežní oblasti vystavené otevřenému moři	0,003	1
I Jezera nebo vodorovné oblasti se zanedbatelnou vegetací bez překážek	0,01	1
II Oblasti s nízkou vegetací jako je tráva a s izolovanými překážkami (stromy, budovy), jejichž vzdálenost je maximálně 20 násobek výšky překážky	0,05	2
III Oblasti rovnoměrně pokryté vegetací nebo budovami nebo s izolovanými překážkami, jejichž vzdálenost je maximálně 30 násobek výšky překážek (jako jsou vesnice, předměstský terén, souvislý les)	0,3	5
IV Oblasti, ve kterých je nejméně 15% povrchu pokryto pozemními stavbami, jejichž průměrná výška je větší než 15m	1,0	10

Tab. 4-11 - Tabulka oblastí dle normy [5]

$z_{0,II} = 0,05$ kategorie terénu II,

$z_0 = 1,0$ kategorie terénu IV,

$$k_r = 0,19 \left(\frac{1}{0,05} \right)^{0,07} = 0,234 \quad \text{součinitel terénu.}$$

Dosazení do rovnice (4.7):

$$\text{součinitel drsnosti terénu:} \quad c_r(z) = 0,234 \cdot \ln \left(\frac{11,9}{1} \right) = 0,58$$

Dosazení do rovnice (4.6):

$$\text{střední rychlost větru:} \quad v_m(z) = 0,58 \cdot 1 \cdot 25 = 14,508\text{m/s}$$

Základní tlak větru je určen rovnicí:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(z) \quad (4.9)$$

Kde:

$$\rho = 1,25 \text{ kg} \cdot \text{m}^3 \quad \text{hustota vzduchu,}$$

$$v_b = 25 \text{ m/s} \quad \text{základní rychlost větru.}$$

Dosazením do vztahu (4.9) získáme:

$$\textbf{základní tlak větru:} \quad q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390,625 \text{ Pa}$$

Maximální dynamický tlak větru získáme dle rovnice:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.10)$$

Součinitel expozice:

$$c_e(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot c_0^2 \cdot c_f^2 \quad (4.11)$$

Intenzita turbulence dle rovnice:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (4.12)$$

$$k_I = 1,0 \quad \text{doporučená hodnota součinitele turbulence}$$

Dosazení do rovnice (4.12):

$$\textbf{Intenzita turbulence:} \quad I_v(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{11,9}{10}\right)} = 0,404$$

Dosazení do rovnice (4.11):

$$\textbf{Součinitel expozice:} \quad c_e(z) = [1 + 7 \cdot 0,404] \cdot 1 \cdot 0,58 = 1,289$$

Dosazení do rovnice (4.10):

$$\textbf{Maximální dynamický tlak větru:} \quad q_p = c_e(z) \cdot q_p(z) = 0,503 \text{ kN/m}^2$$

4.3.2 Výpočet tlaku větru na fasádu

Tlak větru je určen rovnicí (4.13):

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} \quad (4.13)$$

Kde:

$q_p(z)$ je maximální dynamický tlak pro danou referenční výšku

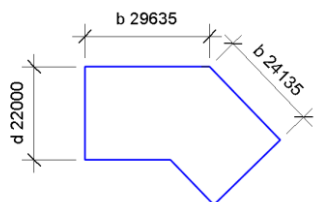
c_{pe} součinitel vnějšího tlaku

Hodnoty součinitelů vnějších tlaků pro jednotlivé zóny jsou uvedeny v následující tabulce

Oblast	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,5	0,8	-0,5
<0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Tab. 4-12 - Součinitelé tlaku větru dle normy [5]

Tlak větru na fasádu se přenáší pomocí obvodového pláště do vodorovných nosných konstrukcí. Zatížení je modelováno jako liniové na hraně plochy, které působí v horizontálním směru. Výpočet zatížení je proveden v tabulce Tab. 4-13 a Tab. 4-14.

a) Výpočet zatížení větru - směr příčný

Obr. 4-13 - Geometrie budovy

$b = 53,77\text{m}$ rozměr budovy kolmý na směr větru,

$d = 22\text{m}$ rozměr budovy rovnoběžný se směrem větru,

$h = 11,9\text{m}$ referenční výška,

$h/d = 0,5$

Součinitelé tlaku větru jsou odečteny z tabulky z Tab. 4-12. Hodnoty pro poměr $h/d=0,5$ jsou lineárně interpolovány. V následující tabulce jsou pak uvedeny hodnoty liniových zatížení, vypočtené na základě zatěžovací šířky, pro jednotlivé zóny.

		zóna	A	B	C	D	E
Výpočet plošného zatížení		$c_{pe,10}$	-1,2	-0,9	-0,5	0,7	-0,3
		$w_e[\text{kN/m}^2]$	-0,60	-0,45	-0,25	0,35	-0,15
Výpočet liniového zatížení [kN/m]	Deska	zat. Výška					
	D1	3,8m	-2,29	-1,72	-0,96	1,34	-0,57
	D2	3,8m	-2,29	-1,72	-0,96	1,34	-0,57
	D3	2,4m	-1,45	-1,09	-0,60	0,85	-0,36

Tab. 4-13 - Výpočet zatížení - příčný vítr

Určení rozměrů zóny A, B, C:

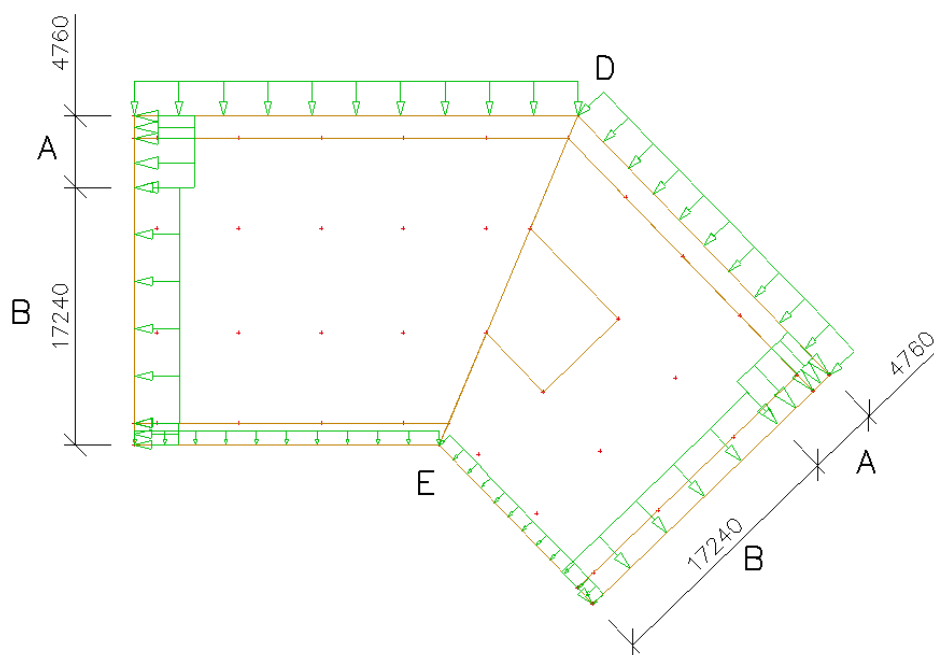
$$e = \min(b; 2h) = \min(53,77\text{m}; 23,8\text{m}) = 23,8\text{m}$$

A $e/5 = 23,8/5 = 4,76\text{m}$

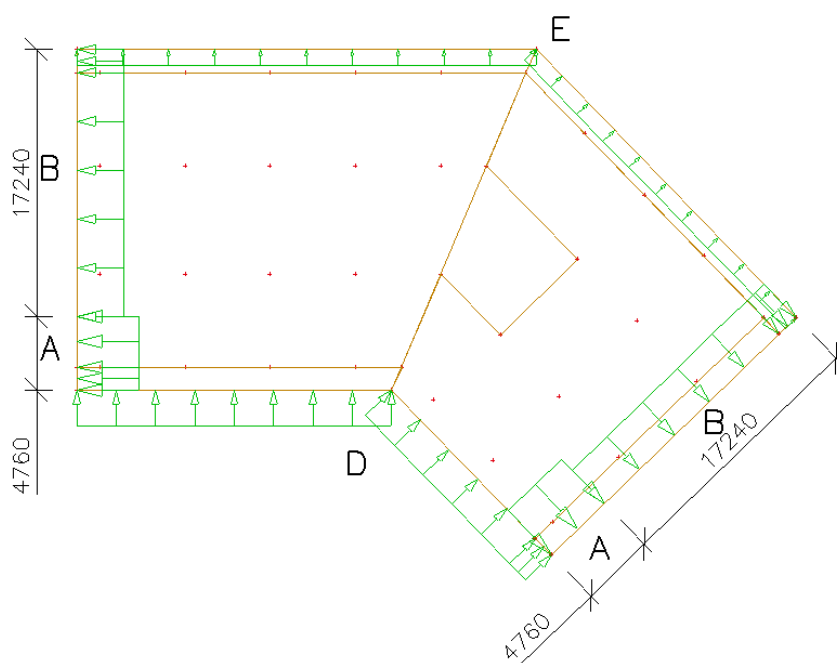
B $e \cdot 4/5 = 23,8 \cdot 4/5 = 19,04$

C není

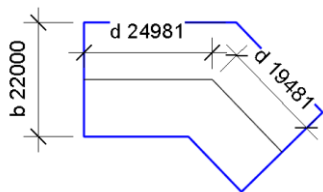
Následující obrázky ukazují rozmístění zón A,B,C,D,E na objektu. Zatížení ve výpočtovém modelu poté odpovídá vypočteným hodnotám.



Obr. 4-14 - Rozložení tlaků větrů „Vitr 1“



Obr. 4-15 - Geometrie zatížení „Vitr 2“

b) Výpočet zatížení větru - směr podélný

$b = 22\text{m}$ rozměr budovy kolmý na směr větru,

$d = 44,462$ rozměr budovy rovnoběžný se směrem větru,

$h = 11,9\text{m}$ referenční výška,

$h/d = 0,26$

Obr. 4-16 - Geometrie budovy

Součinitelé tlaku větru jsou odečteny z tabulky z Tab. 4-12. Hodnoty pro poměr $h/d=0,26$ jsou lineárně interpolovány. V následující tabulce jsou pak uvedeny hodnoty liniových zatížení, vypočtené na základě zatěžovací šířky, pro jednotlivé zóny.

		zóna	A	B	C	D	E
Výpočet plošného zatížení		$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
		$w_e[\text{kN/m}^2]$	-0,60	-0,40	-0,25	0,35	-0,15
Výpočet liniového zatížení [kN/m]	Deska	zat. Výška					
	D1	3,8m	-2,29	-1,53	-0,96	1,34	-0,57
	D2	3,8m	-2,29	-1,53	-0,96	1,34	-0,57
	D3	2,4m	-1,45	-0,97	-0,60	0,85	-0,36

Tab. 4-14 - Výpočet zatížení - podélný vítr

Určení rozměrů zóny A, B, C:

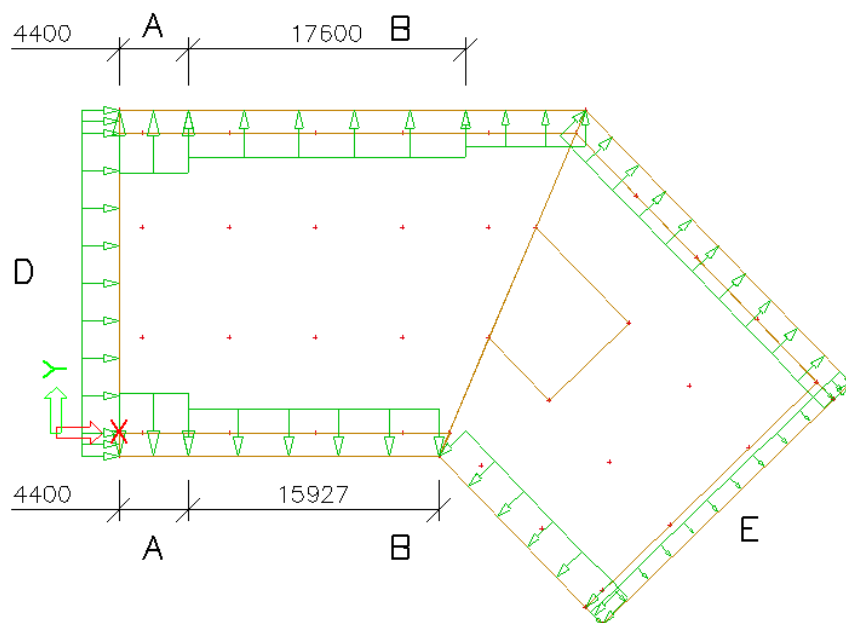
$$e = \min(b; 2h) = \min(22\text{m}; 22,8\text{m}) = 22\text{m}$$

A $e/5 = 22/5 = 4,4\text{m}$

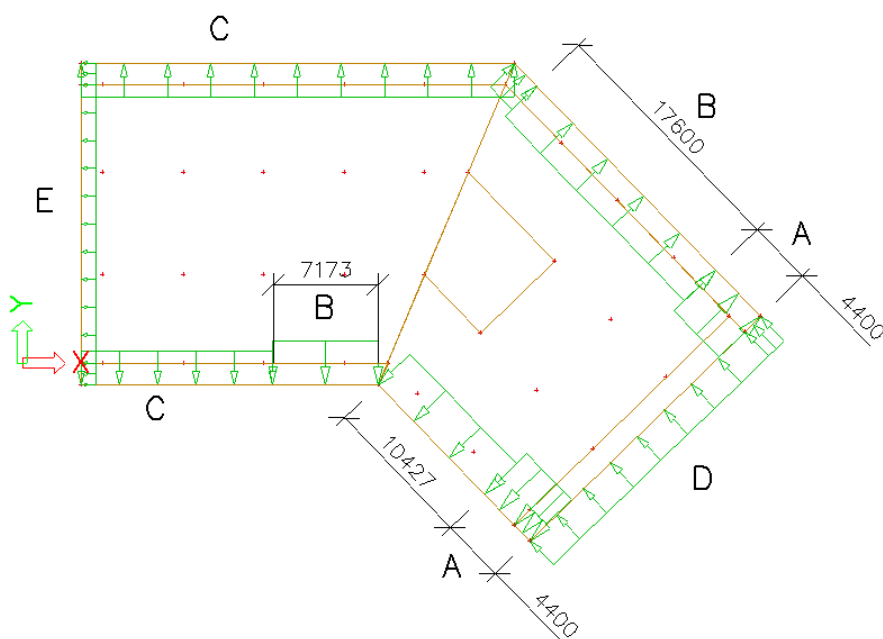
B $e \cdot 4/5 = 22 \cdot 4/5 = 17,6\text{m}$

C od 22m dále

Následující obrázky ukazují rozmístění zón A,B,C,D,E na objektu při působení podélného větru. Zatížení ve výpočtovém modelu poté odpovídá vypočteným hodnotám.



Obr. 4-17 - „Vitr 3“



Obr. 4-18 - „Vitr 4“

4.3.3 Výpočet tlaku větru na střechu

a) Výpočet zatížení větru - směr příčný

$h = 11,4m$ výška nejvyšší desky

$h_p = 0,5m$ výška atiky

$h_p/h = 0,05$ poměr

Následující tabulka uvádí hodnoty $c_{pe,10}$ a výpočet zatížení pro jednotlivé zóny.

$h_p/h=0,05$	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,4	-0,9	-0,7	0,2
				-0,2
w_e	-0,70	-0,45	-0,35	0,10
				-0,10

Tab. 4-15 - Výpočet tlaků na desku D3

Určení rozměrů zóny F,G,H,I:

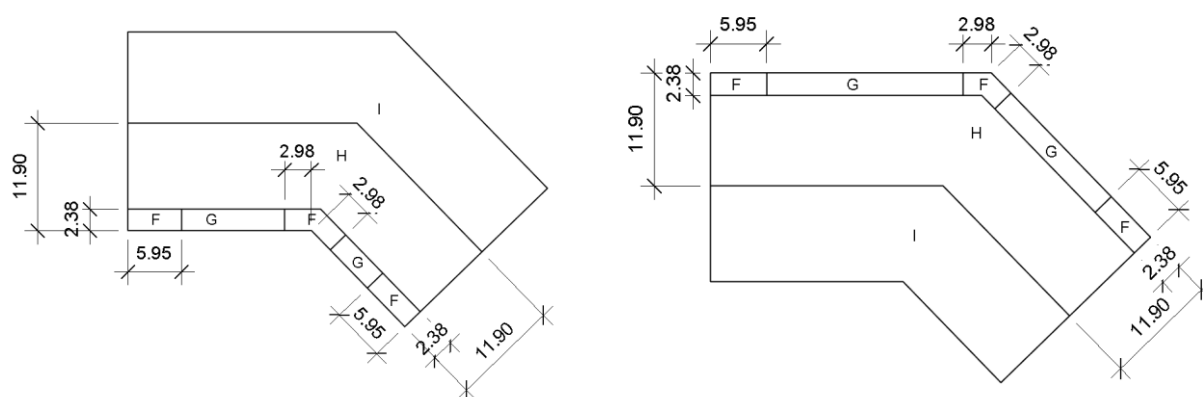
$$e = \min(b; 2h) = \min(53,77m; 23,8m) = 23,8m$$

Velikosti jednotlivých zón odpovídají těmto vypočteným hodnotám:

$$e/_{10} = 23,8/_{10} = 2,38m$$

$$e/_{4} = 23,8/_{4} = 5,95m$$

$$e/_{2} = 23,8/_{2} = 11,9m$$



Obr. 4-19 - Geometrie zatížení pro příčný vítr

b) Výpočet zatížení větru - směr podélný

$h = 11,4m$ výška nejvyšší desky

$h_p = 0,5m$ výška atiky

$h_p/h = 0,05$ poměr

Následující tabulka uvádí hodnoty $c_{pe,10}$ a výpočet zatížení pro jednotlivé zóny.

$h_p/h=0,05$	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,4	-0,9	-0,7	0,2
				-0,2
w_e	-0,70	-0,45	-0,35	0,10
				-0,10

Tab. 4-16 - Výpočet zatížení na desku D3 - podélný směr

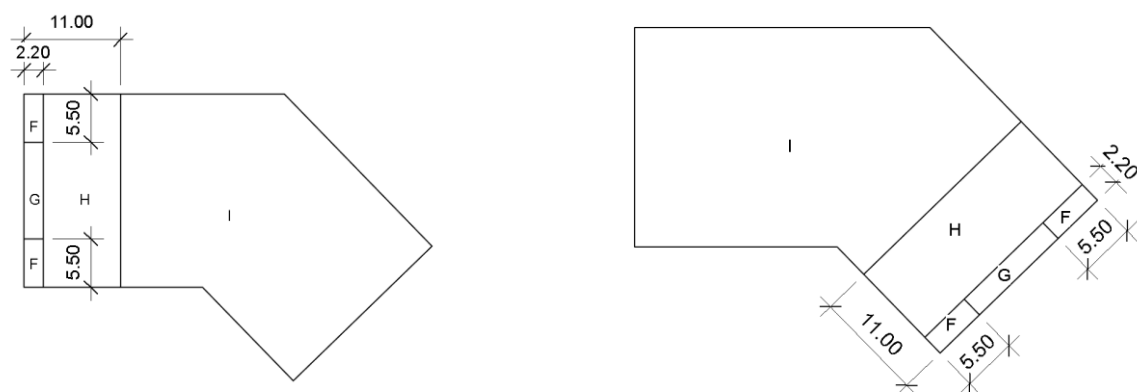
Určení rozměrů zóny F,G,H,I:

$$e = \min(b; 2h) = \min(22m; 23,8m) = 22m$$

$$e/_{10} = 22/_{10} = 2,2m$$

$$e/_{4} = 22/_{4} = 5,5m$$

$$e/_{2} = 22/_{2} = 11m$$



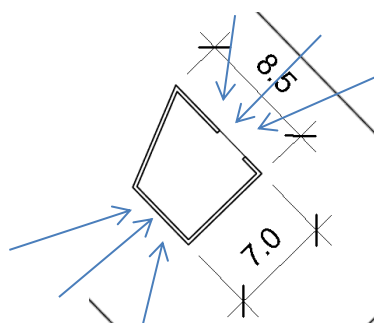
Obr. 4-20 - Geometrie zatížení na desku D3 - podélný směr

4.3.4 Výpočet tlaku větru na fasádu jádra a na střešní konstrukci

Ztužující jádro je vyvedeno nad objekt do výšky 3,8m od střešní desky. Pro zatížení ztužujícího jádra větrem je zvolen nový maximální dynamický tlak větru, který odpovídá jeho jiné referenční výšce. Výpočtem podle kapitoly 4.3.1 str. 23 byl stanoven maximální dynamický tlak:

Maximální dynamický tlak větru: $q_p = c_e(z) \cdot q_p(z) = 0,567 \text{ kN/m}^2$

a) Příčný směr



$b = 8,5\text{m}$ rozměr budovy kolmý na směr větru,
 $d = 7\text{m}$ rozměr budovy rovnoběžný se směrem větru,
 $h = 15,2\text{m}$ referenční výška

Obr. 4-21 - Geometrie

Protože jde o velmi exponované místo, jsou voleny pro výpočet tlaků větru konzervativně hodnoty $c_{pe,1}$.

$\frac{h}{d} = \frac{15,2}{7} = 2,2$ pro hodnoty $c_{pe,1}$ bude použita lineární interpolace.

Následující tabulka uvádí hodnoty vnějšího tlaku na stěny. Hodnoty tlaků větru w_e jsou vypočteny podle rovnice (1.13).

zóna	$C_{pe,1}$	w_e [kPa]
A	-1,4	-0,79
B	-1,1	-0,62
C	-0,5	-0,28
D	1	0,57
E	-0,6	-0,34

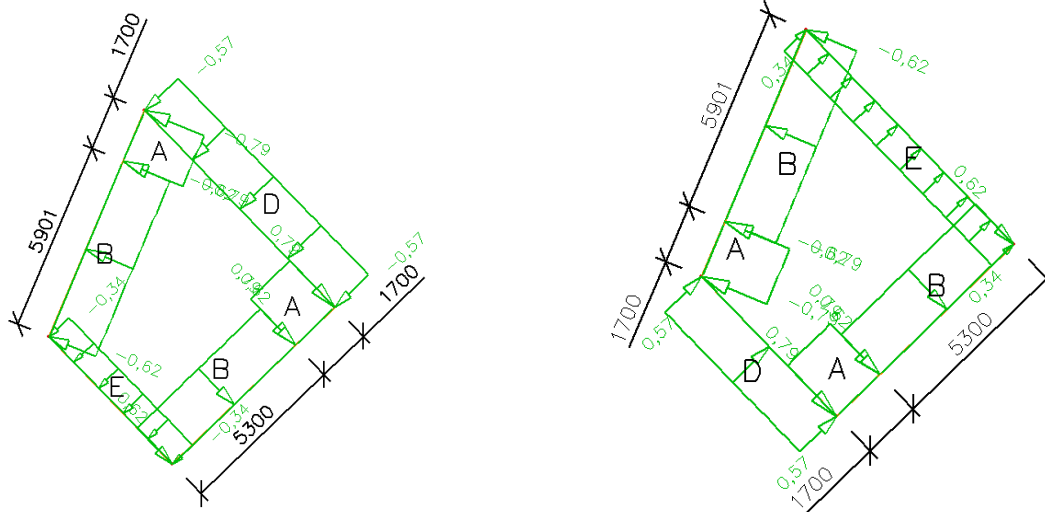
Tab. 4-17 - Tlaky větru na stěny jádra - příčný směr

Velikosti jednotlivých zón pak budou odpovídat:

$$e = \min(b; 2h) = \min(8,5\text{m}; 30,4\text{m}) = 8,5\text{m}$$

A: $e/5 = 8,5/5 = 1,7m$

B: $e \cdot 4/5 = 8,5 \cdot 4/5 = 6,8m$



Obr. 4-22 - Umístění jednotlivých zón - příčný směr -pohled „shora“ na plošné zatížení stěn

Následující tabulka uvádí hodnoty pro tlak na střešní konstrukci.

zóna	C _{pe1}	w _e [kPa]
F	-2,5	-1,42
G	-2	-1,13
H	-1,2	-0,68
I-	-0,2	-0,11
I	0,2	0,11

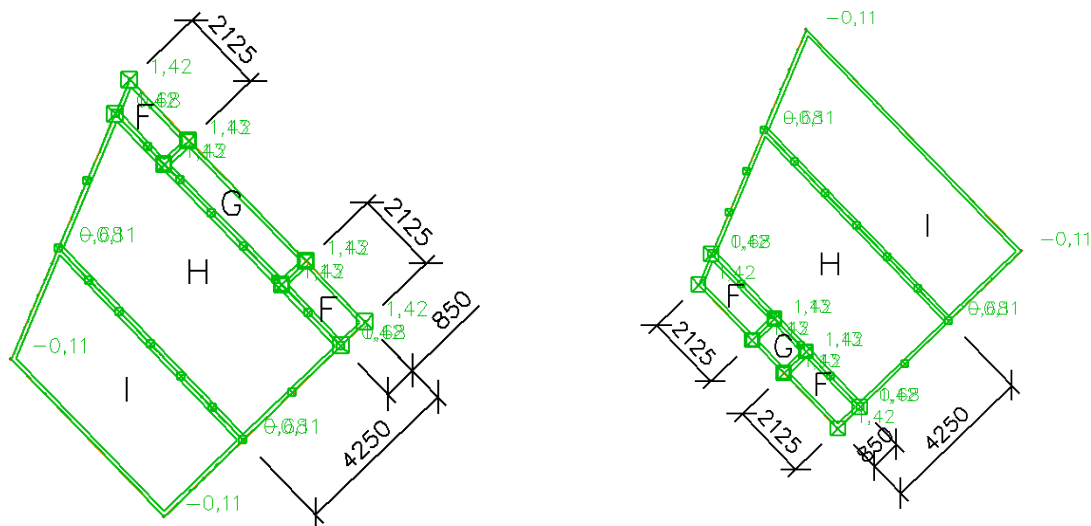
Tab. 4-18 - Tlaky větru na střešní konstrukci jádra

Velikosti a umístění zón pak bude:

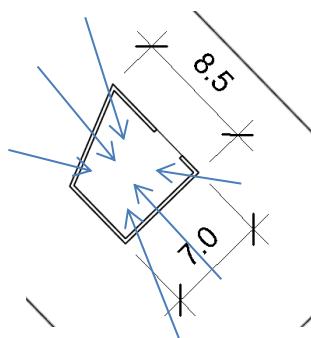
$$e/4 = 8,5/4 = 2,125$$

$$e/10 = 8,5/10 = 0,85m$$

$$e/2 = 8,5/2 = 4,25m$$



Obr. 4-23- Umístění a velikosti jednotlivých zón - příčný směr

b) Podélný směr

- $b = 7\text{m}$ rozměr budovy kolmý na směr větru,
 $d = 8,5\text{m}$ rozměr budovy rovnoběžný se směrem větru,
 $h = 15,2\text{m}$ referenční výška

Určení poměru h/d pro odpovídající součinitelé $c_{pe,1}$:

$$\frac{h}{d} = \frac{15,2}{8,5} = 1,8 \quad \text{pro hodnoty } c_{pe,1} \text{ bude použita lineární interpolace.}$$

Tabulka a vypočtené hodnoty w_e podle rovnice (1.13):

zóna	$C_{pe,1}$	w_e [kPa]
A	-1,4	-0,79
B	-1,1	-0,62
C	-0,5	-0,28
D	1	0,57
E	-0,6	-0,34

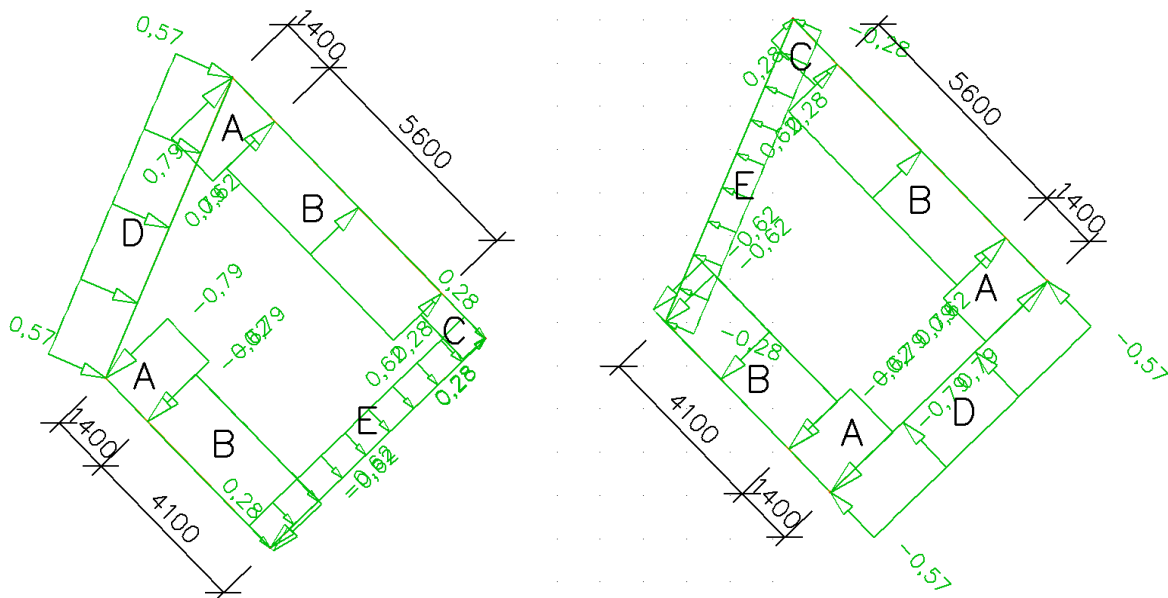
Tab. 4-19 - Tlaky větru na stěny jádra

Velikosti jednotlivých zón pak budou odpovídat:

$$e = \min(b; 2h) = \min(7\text{m}; 30,4\text{m}) = 7\text{m}$$

A: $e/5 = 7/5 = 1,4m$

B: $e \cdot 4/5 = 7 \cdot 4/5 = 5,6m$



Obr. 4-24 - Umístění jednotlivých zón - podélný směr

Následující tabulka uvádí hodnoty pro tlak na střešní konstrukci:

zóna	Cpe1	w _e [kPa]
F	-2,5	-1,42
G	-2	-1,13
H	-1,2	-0,68
I-	-0,2	-0,11
I	0,2	0,11

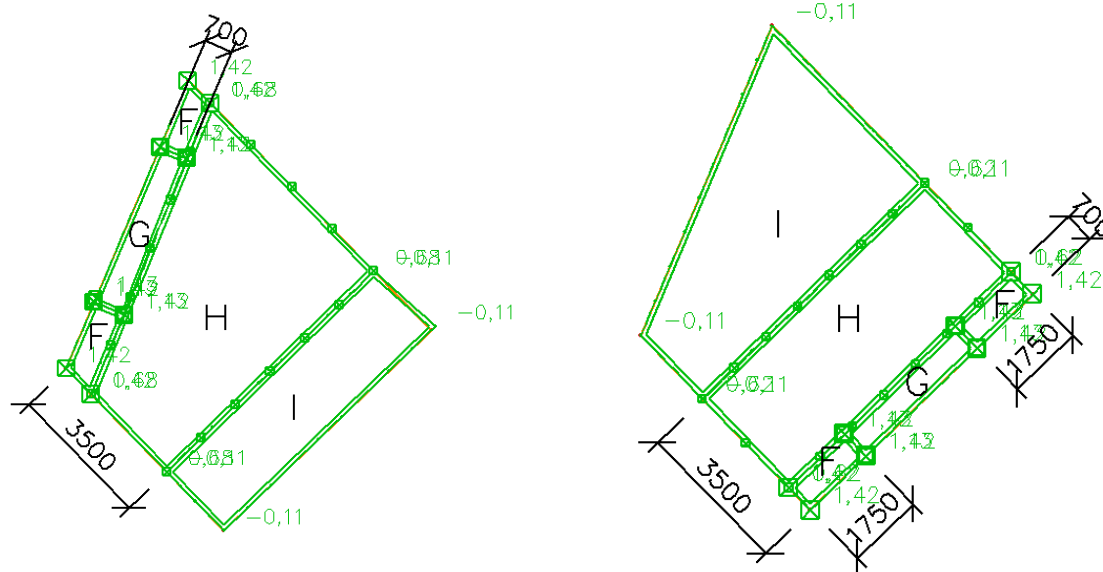
Tab. 4-20 - Tlaky větru na střešní konstrukci jádra

Velikosti a umístění zón pak bude:

$$e/4 = 7/4 = 1,75m$$

$$e/10 = 7/10 = 0,7m$$

$$e/2 = 7/2 = 3,5m$$



Obr. 4-25- Umístění a velikosti jednotlivých zón - podélný směr

4.3.5 Vnitřní tlak

Vnitřní tlak je určen rovnicí (1.13):

$$w_i = q_p(z) \cdot c_{pi} \quad (4.14)$$

Kde:

$q_p(z) = 0,5 \text{ kN/m}^2$ je maximální dynamický tlak pro danou referenční výšku

c_{pi} součinitel vnitřního tlaku

Je předpokládáno, že plocha otvorů bude maximálně 30% plochy příslušné stěny. Přesné umístění otvorů není známo, proto se použijí hodnoty pro součinitel vnitřního tlaku $c_{pi} +0,2$ a $-0,3$, které vyjádří vnitřní přetlak a podtlak. Vnitřní tlak je přenášen pomocí obvodového pláště do vodorovných nosných konstrukcí. V místě uchycení obvodového pláště je modelován jako liniové zatížení na hraně plochy desky s horizontální orientací. Tlak, působící na plochy jádra v 5.NP bude modelován jako plošné zatížení. Vnitřní tlak bude také působit na konstrukci střechy (deska D3). Následující tabulka uvádí hodnoty vnitřních tlaků.

		cpe10 pro přetlak 0,2	cpe10 pro podtlak -0,3
zatěžovací výška		[kN/m]	[kN/m]
stěny	1m ²	0,10	-0,15
D3	1,9m	0,19	-0,57
D2	3,8m	0,38	-1,14
D1	3,8m	0,38	-1,14

4.5 Užité zatížení

Užitné zatížení je navrženo podle normy ČSN EN 1991-1-1 [2].

4.5.1 Užitné zatížení - běžné podlaží

Užitné zatížení je definováno účelem budovy. Jedná se o kancelářskou budovu a tomu odpovídá zatížení podle kategorie „B“. Norma [2] doporučuje hodnotu $q_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$.

Zatížení je modelováno jako plošné, působící na desku příslušného podlaží.

4.5.2 Užitné zatížení střechy

Střecha D3 je přístupná pochozí. Kategorie střechy je „I“. Užitné zatížení na střechu, včetně zatěžovacích stavů, je navrženo stejné, jako na desky běžných podlaží.

4.5.3 Zatížení schodiště

Zatížení na desky schodiště je uvažováno podle kategorie užívání budovy „B“. Hodnota zatížení bude zvýšena pro vystihnutí většího shromáždění lidí v prostoru schodiště $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

4.5.4 Zatížení střechy jádra

Zatížení střechy jádra je podle kategorie „H“ - střechy nepřístupné s výjimkou běžných úprav. Zatížení na tuto konstrukci je navrženo $q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$.

4.6 Kombinace zatížení

Ve 3D modelu byly vytvořeny zatěžovací stavy tak, aby vystihly co nejnejpříznivější účinky zatížení na konstrukci.

Do Scia Engineer byly zadány charakteristické hodnoty zatížení, a software si dopočítá kombinační součinitele podle nastaveného kombinačního pravidla dle normy ČSN EN 1990 [3].

Pro výpočet vnitřních sil v konstrukci bylo zvoleno kombinační pravidlo pro trvalé a dočasné návrhové situace [3]: *Mezní stav únosnosti (STR/GEO) soubor B*.

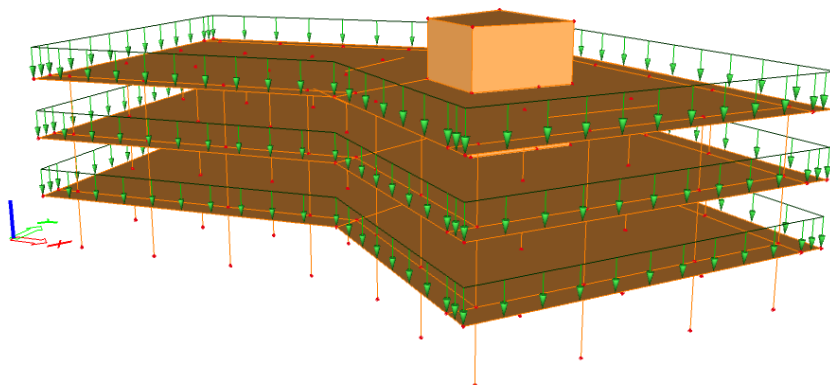
Hodnoty vnitřních sil jsou počítány dle rovnice 6.10a a 6.10b normy ČSN EN 1990.

4.6.1 Zatěžovací stavy - stálého zatížení

Zatěžovací stavy stálého zatížení jsou umístěny do místa svého statického působení, zatěžovací stav č. 1 - DL je vlastní tíha nosných konstrukcí, je počítána automaticky dle dimenzí konstrukce. Zatěžovací stavy DL1 a DL2 obsahují vypočtené stálé zatížení dle kapitoly 4.1 str. 14. Zatížení DL1 působí na obvodě desek podlaží, zatížení DL2 působí plošně na deskách s příslušnou hodnotou.

Číslo	Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Typ skupiny
1	DL		Stálé	LG1	Vlastní tíha
2	DL1	Liniové stálé	Stálé	LG1	Standard
3	DL2	Plošné stálé	Stálé	LG1	Standard

Na Obr. 4-26 je zobrazen model liniových zatížení. Ve 2. a 3. nadzemním podlaží je liniové zatížení na hraně plochy reprezentující zatížení obvodovým pláštěm - zavěšenou prosklenou fasádou. Ve 4. Nadzemním podlaží je model zatížení s hodnotami reprezentujícími zatížení atikou.



Obr. 4-26 - Model liniových zatížení

4.6.2 Zatěžovací stavy - zatížení sněhem

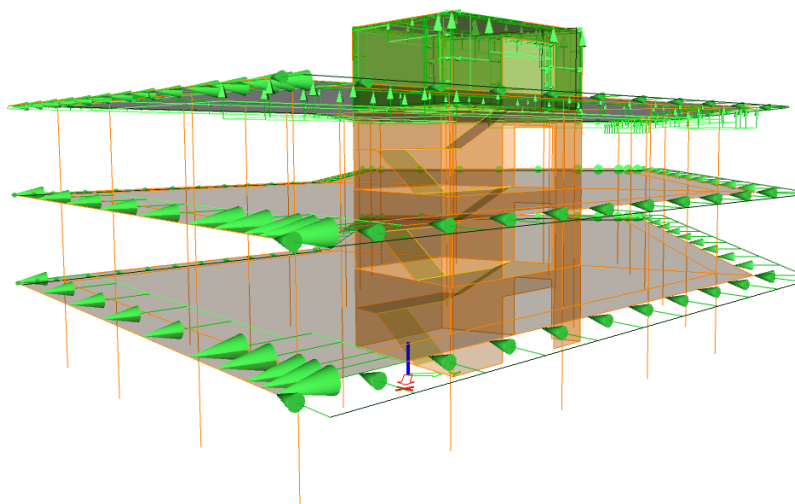
Zatížení konstrukce sněhem je modelováno jako plošné zatížení. Navátý sníh je kombinován výběrově, protože je předpokládán vždy jen jeden převládající směr větru, který zapříčiní navátí sněhu ke ztužujícímu jádru. Zatěžovací stav SN je kombinován se samostatnými zatěžovacími stavy SN1 až SN8 (tak aby došlo k zatěžovacímu stavu dle normy [4] a Obr. 4-4 kap. 4.2.2). Příklady Zatěžovacích stavů jsou uvedeny v kapitole 4.2 str. 21: Tab. 4-9, Tab. 4-10.

Číslo	Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Typ skupiny
5	SN	sníh -plošný	Nahodilé	LG3	Statické
6	SN1	sníh - navátý	Nahodilé	LG4	Výběrové
7	SN2	sníh - navátý	Nahodilé	LG4	Výběrové
8	SN3	sníh - navátý	Nahodilé	LG4	Výběrové
9	SN4	sníh - navátý	Nahodilé	LG4	Výběrové
10	SN5	sníh - navátý	Nahodilé	LG4	Výběrové
11	SN6	sníh - navátý	Nahodilé	LG4	Výběrové
12	SN7	sníh - navátý	Nahodilé	LG4	Výběrové
13	SN8	sníh - navátý	Nahodilé	LG4	Výběrové

4.6.3 Zatěžovací stavy - zatížení větrem

Typ skupiny zatížení větrem je „Výběrové“. Tyto zatěžovací stavy se mezi sebou nekombinují, takže nemůže dojít k zatěžovacímu stavu, kdy vítr působí zároveň ze dvou protějších stran. Zatěžovací stavy TOR1 a TOR2 jsou stejné jako zatěžovací stavy W1 a W2 s tím rozdílem, že jsou ponechána pouze zatížení, které mohou způsobit nejnepríznivější kroucení objektu kolem ztužujícího jádra. Zatížení W9 a W10 - přetlak a podtlak je ve zvláštní skupině. Tyto zatěžovací stavy se mezi sebou nekombinují, ale mohou se kombinovat s ostatními zatěžovacími stavy větru, tak aby byly vystiženy největší účinky zatížení větrem s přetlakem v objektu nebo pod tlakem.

Číslo	Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Typ skupiny
15	W1	vítr zepředu I-	Nahodilé	LG5	Výběrové
16	W2	vítr zezadu I-	Nahodilé	LG5	Výběrové
17	W3	vítr zleva I-	Nahodilé	LG5	Výběrové
18	W4	vítr zprava I-	Nahodilé	LG5	Výběrové
19	W5	vítr zepředu I+	Nahodilé	LG5	Výběrové
20	W6	vítr zezadu I+	Nahodilé	LG5	Výběrové
21	W7	vítr zleva I+	Nahodilé	LG5	Výběrové
22	W8	vítr zprava I+	Nahodilé	LG5	Výběrové
23	W9	přetlak	Nahodilé	LG6	Výběrové
24	W10	podtlak	Nahodilé	LG6	Výběrové
31	TOR1	kroucení	Nahodilé	LG5	Výběrové
32	TOR2	kroucení	Nahodilé	LG5	Výběrové



Obr. 4-27 - Příklad zatížení větrem - W1

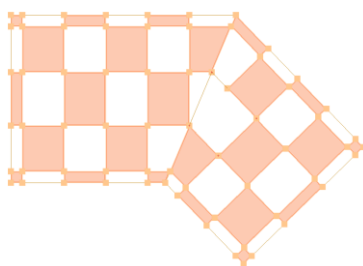
4.6.4 Zatěžovací stavy nahodilého zatížení

Zde jsou uvedeny zatěžovací stavy užitého zatížení. V kombinačním pravidle ve Scia Engineer je zakomponováno pravidlo, kdy se zatížení kategorie H nekombinuje se sněhem a větrem.

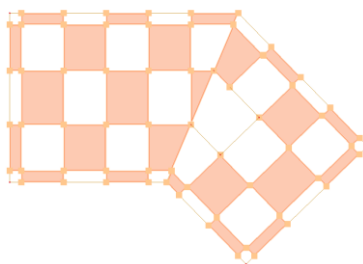
Číslo	Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Typ skupiny
4	LLpř	příčky	Nahodilé	LG2	Statické
14	LLkatH	kat H	Nahodilé	LG2	Statické
25	LL1	1NP šach 1	Nahodilé	LG2	Statické
26	LL2	1NP šach 2	Nahodilé	LG2	Statické
27	LL3	2NP šach 1	Nahodilé	LG2	Statické
28	LL4	2NP šach 2	Nahodilé	LG2	Statické
29	LL5	3NP šach 1	Nahodilé	LG2	Statické
30	LL6	3NP šach 2	Nahodilé	LG2	Statické
33	LLs1	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
34	LLs2	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
35	LLs3	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
36	LLs4	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
37	LLs5	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
38	LLs6	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
39	LLs7	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
40	LLs8	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
41	LLs9	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
42	LLs10	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
43	LLs11	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické
44	LLs12	schodiště	Nahodilé	LG2	Statické

Pro zatížení podlaží byly vytvořeny šachovnicové zatěžovací stavy LL1 až LL6. Všechny tyto stavy se navzájem kombinují, takže ve výsledcích jsou zahrnuty nepříznivé účinky šachovnicového uspořádání. Při kombinaci účinků těchto zatížení také dojde ke kombinaci, kdy je konstrukce celoplošně zatížena (takže vnese největší možné zatížení do základové spáry). Na obrázcích dole je příklad zatížení plošným nahodilým zatížením kategorie B:

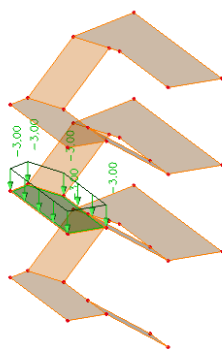
1. Zatížení působí plošně, šachovnicově



2. Zatížení působí plošně, šachovnicově (v inverzních polích)



Zatížení schodiště bylo prováděno po částech, kdy každý zatěžovací stav působí na samostatnou desku schodiště (celkem 12 zatěžovacích stavů, pro každou desku schodiště, příklad zatížení je uveden na *Obr. 4-28*).



Obr. 4-28 - Příklad zatěžovacího stavu na schodišti LLS6- nahodilé zatížení

5 VNITŘNÍ SÍLY

5.1 Vnitřní síly na deskách

5.1.1 Deska D3

Výsledné ohybové momenty desek D1 a D2 jsou menší maximálně o 5%, než ohybové momenty na desce D3. Vyztužení desek D1, D2, D3 bude shodné. Vyztuž těchto desek bude navržena na ohybové momenty desky D3.

Na obrázcích *Obr. 5-1* až *Obr. 5-4* jsou vykresleny ohybové momenty desky D3.

Jedná se o lokálně podepřenou desku, ve které se objevují extrémní nadpodporové momenty v místech uložení na sloupy. Velikost těchto momentů v uzlech, kde je deska uložena, je přímo závislá na velikosti sítě konečných prvků desky. Dělením prvků na větší konečné prvky (délka hrany prvku cca 1m) bylo dosahováno nižších nadpodporových ohybových momentů, a naopak dělením prvků na menší konečné prvky (délka hrany cca 0,25m) bylo dosahováno extrémně vysokých nadpodporových momentů. Ve vzdálenosti přibližně 0,5m, od místa uložení na sloup, byly hodnoty ohybových momentů pro různé velikosti sítě podobné.

Momenty lokálních extrémů nad sloupy byly redukovány na hodnotu ve vzdálenosti 0,5m od místa lokálního extrému. Tato redukce ohybového momentu je reálná, protože reálný sloup není 1D prvek, ale má svou určitou plochu.

Pro ověření správnosti výsledků redukce ohybových momentů je použito zjednodušené metody výpočtu lokálně podepřených desek - „*Metoda náhradních rámtů*“ (viz kapitola 6. str. 60).

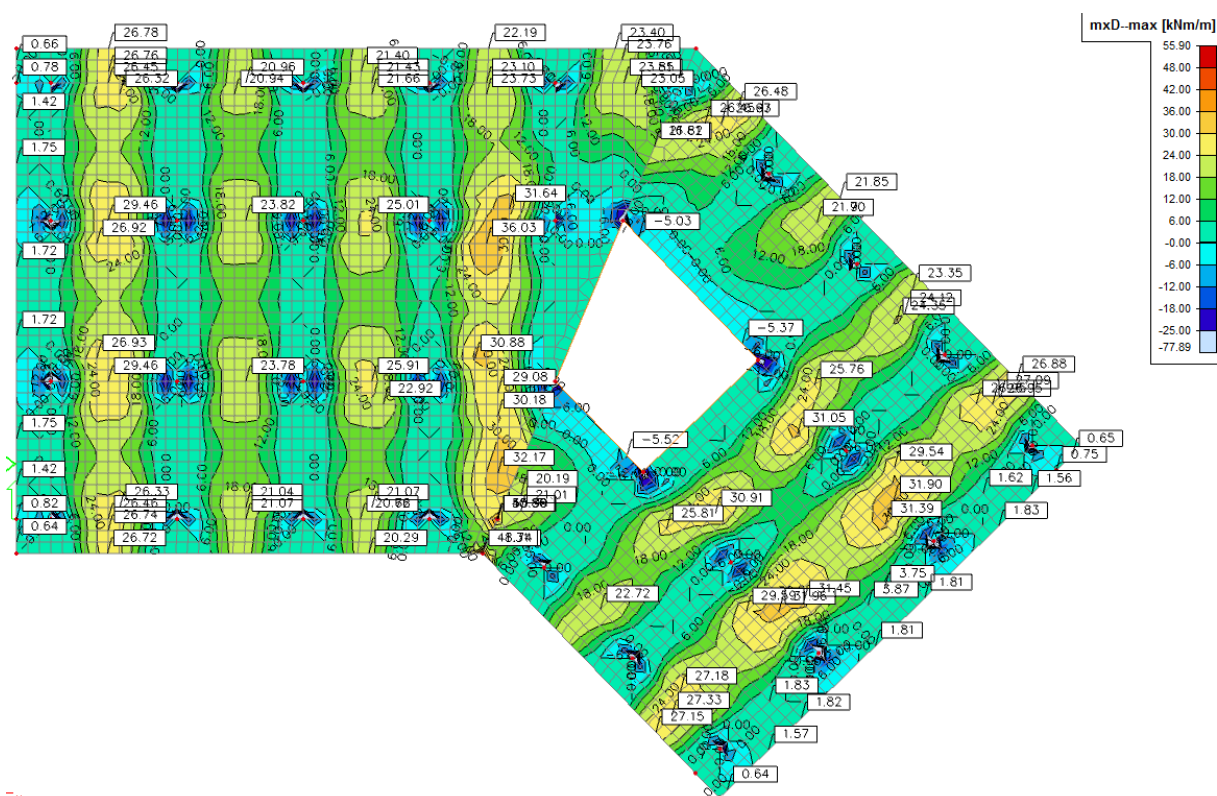
Ohybové momenty v poli byly pro různé velikosti sítě shodné, hodnoty ohybových momentů se lokálně lišily do 0,5kNm/m.



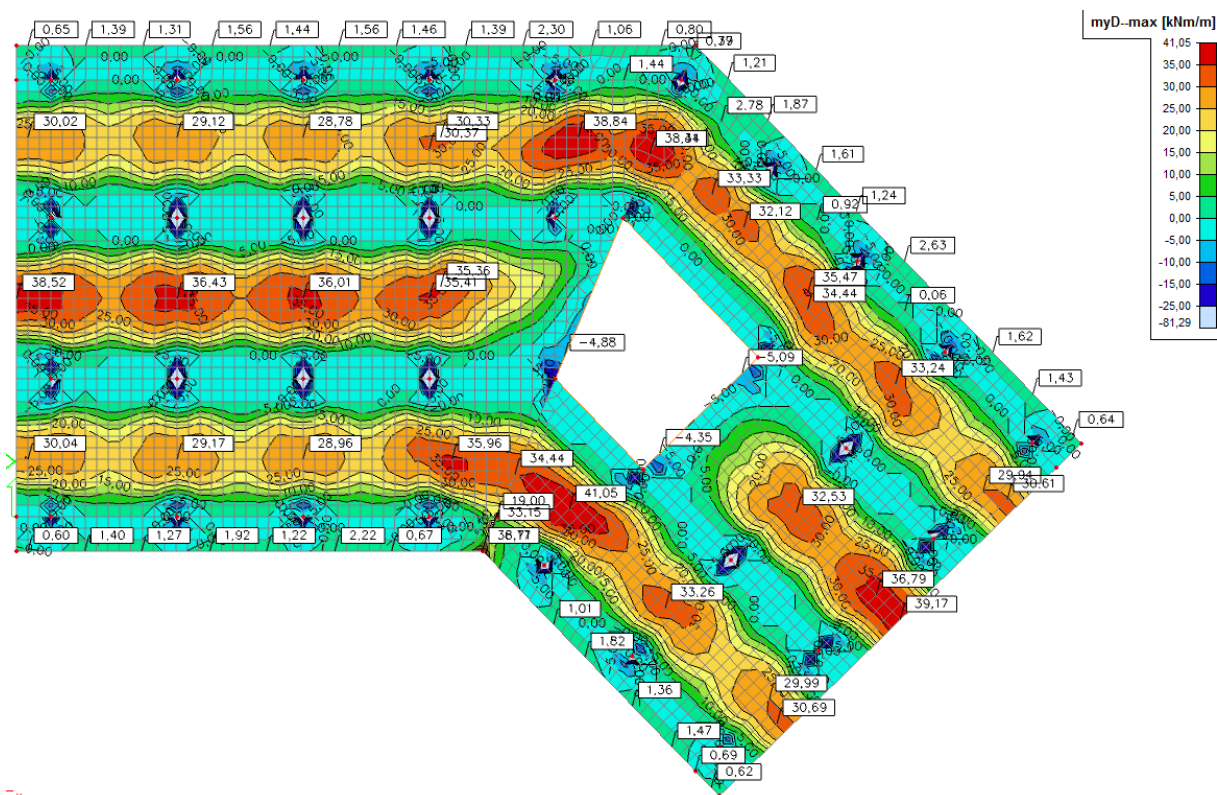
Obr. 5-1 - Momenty nad podporami, deska D3, směr X



Obr. 5-2 - Momenty nad podporami, deska D3, směr Y



Obr. 5-3 - Momenty v polích, deska D3, směr X



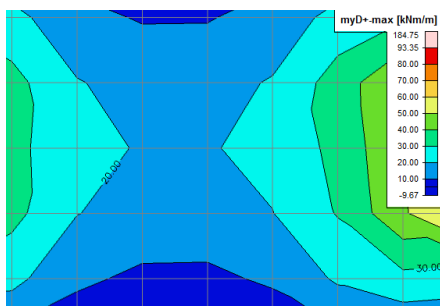
Obr. 5-4 - Momenty v polích, deska D3, směr Y

Zvolené nadpodporové dimenzační momenty v polích

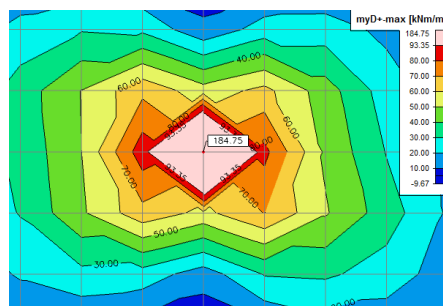
Z praktických důvodů jednoduchosti provádění a kontroly výztuže je výztuž navržena jednotně pro směr X a Y, tato výztuž je pak navržena a posouzená na vybrané extrémní hodnoty v polích.

Zvolené nadpodporové dimenzační momenty nad sloupy

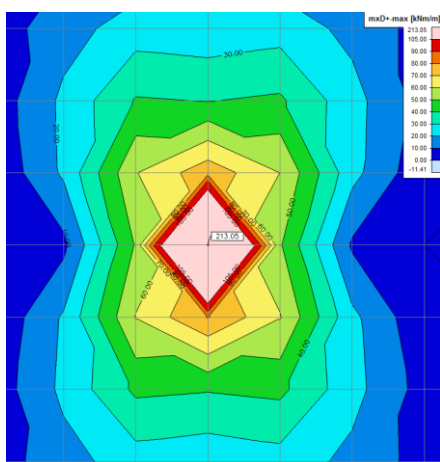
Pro návrh nadpodporových ohybových momentů desky je zvolen extrémní moment a zredukován na hodnotu momentu ve vzdálenosti 0,5m od místa maximálního extrému. Na tuto hodnotu je poté navržena a posouzená výztuž ve sloupovém pruhu. Pro střednicový pruh je zvolen moment, který se nachází ve vzdálenosti 1,5m a na ten je navržena výztuž. Vzdálenost 1,5m odpovídá přibližně ¼ rozpětí kratšího pole.

a) Extrémní moment směr Y

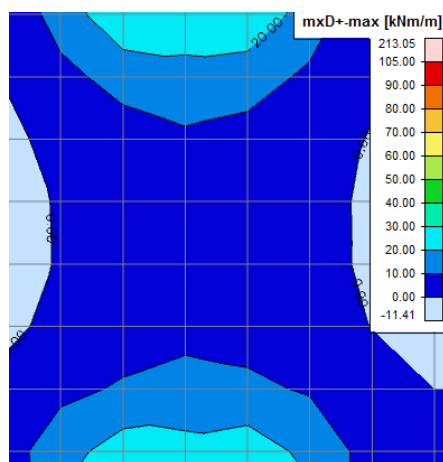
$$m_{Ed,y,stri} = 35,0 \text{ kNm/m}$$



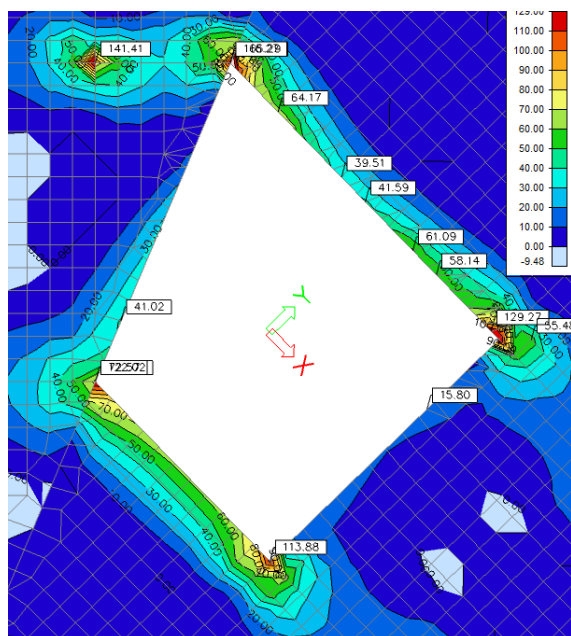
$$m_{Ed,y,sl} = 80 \text{ kNm/m}$$

b) Extrémní moment směr X

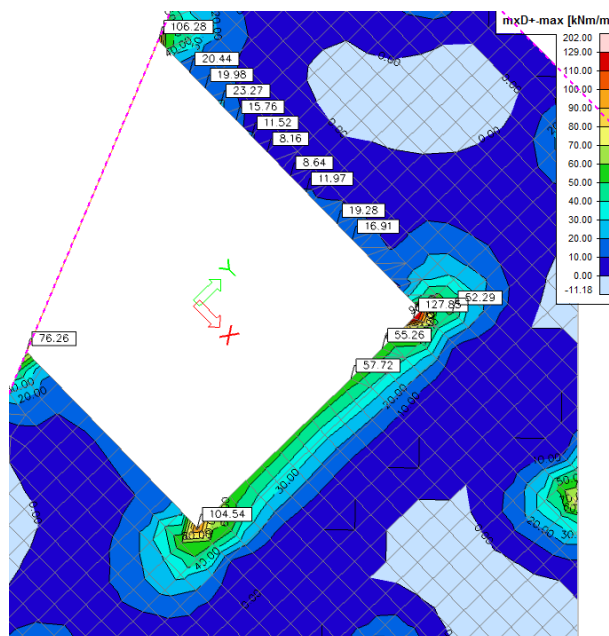
$$m_{Ed,x,sl} = 70 \text{ kNm/m}$$



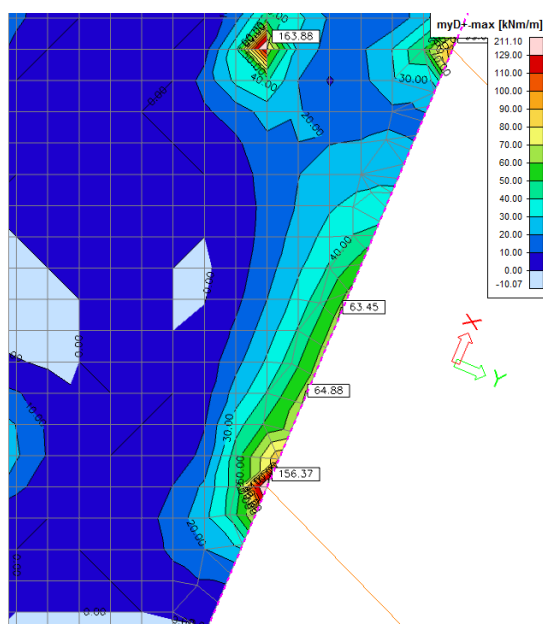
$$m_{Ed,x,stri} = 25 \text{ kNm/m}$$

Zvolené nadpodporové dimenzační momenty v místě vetknutí do stěn jádra

$$M_{Ed1} = 70,0 \text{ kNm/m}$$



$$M_{Ed2} = 60 \text{ kNm/m}$$



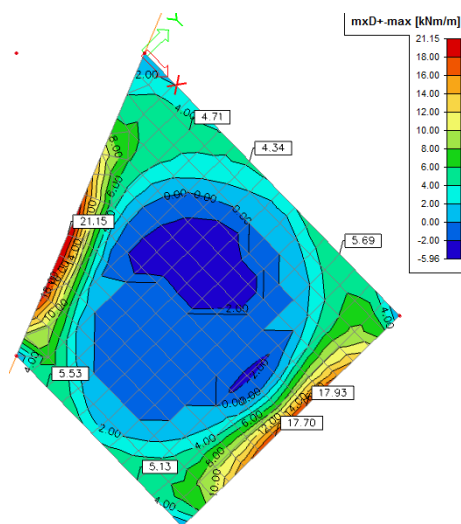
$$M_{Ed3} = 70 \text{ kNm/m}$$

Orientace os pro vykreslování momentů je volena tak, aby mohla být výztuž kladena kolmo ke stěně. Vykreslování dimenzačních momentů je nastaveno podle těchto směrů.

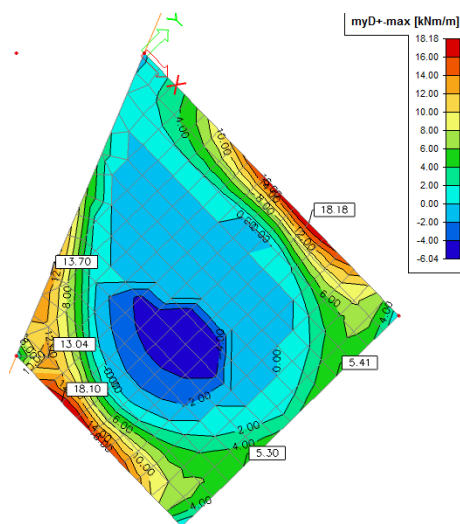
5.1.2 Deska D4 - střeška jádra

Zde jsou uvedeny obrázky extrémních ohybových momentů na nosné konstrukci střechy jádra. Desková konstrukce je po obvodě vetknutá do výztužných stěn, tomu odpovídají i ohybové momenty na desce - „záporné“ ohybové momenty nad podporami, „kladné“ ohybové momenty v polích.

a) Extrémní momenty nad podporami

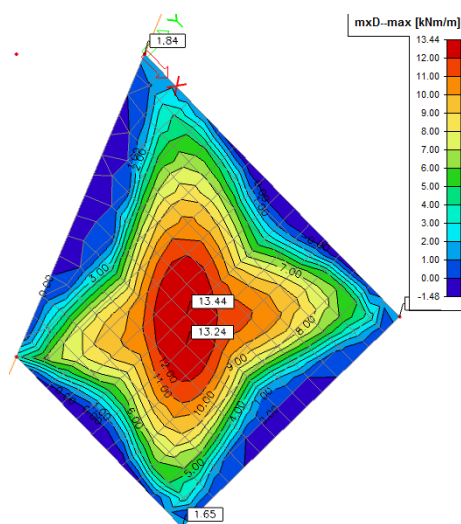


směr X: $M_{Ed} = 21,15 \text{ k Nm/m}$

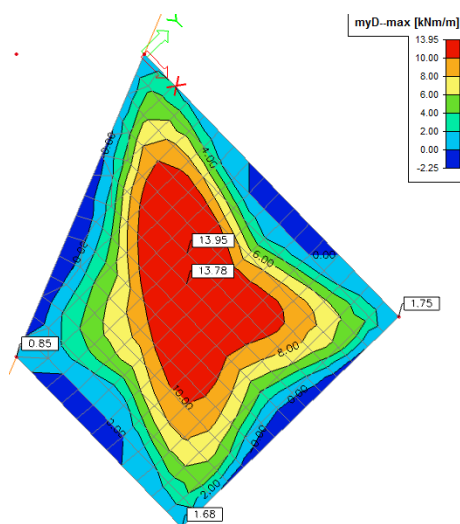


směr Y: $M_{Ed} = 18,18 \text{ k Nm/m}$

b) Extrémní momenty v polích



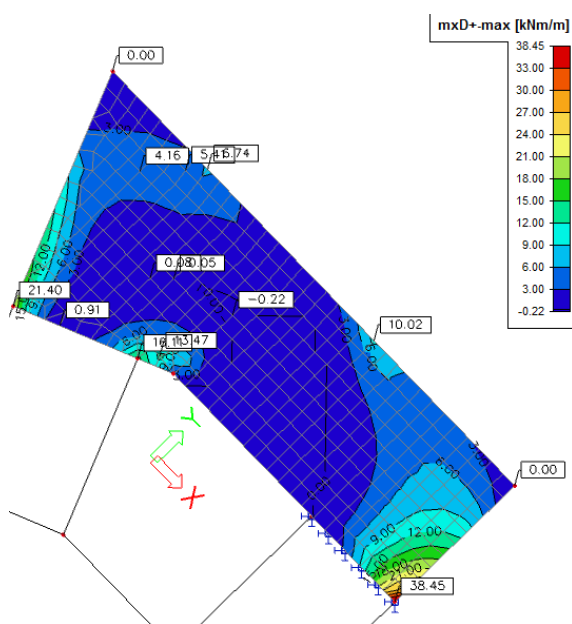
směr X: $M_{Ed} = 13,44 \text{ k Nm/m}$



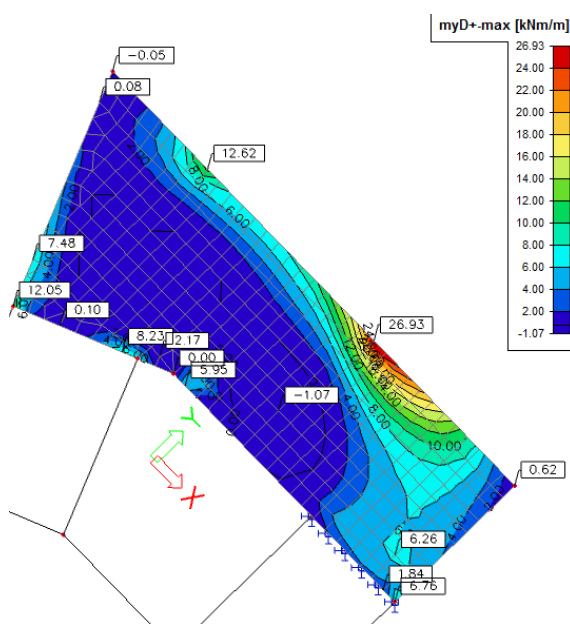
směr Y: $M_{Ed} = 13,78 \text{ k Nm/m}$

5.1.3 Deska schodiště - D5

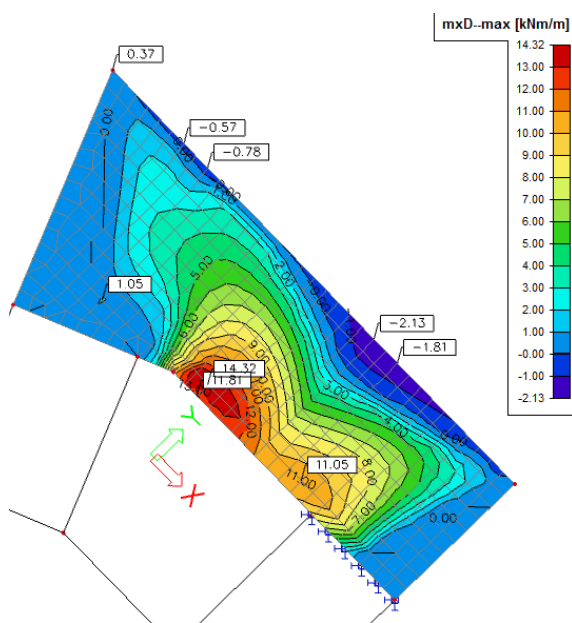
Z vykreslení obrazců momentů je zřejmé, že se konstrukce chová převážně tak, jak byla navržena - jako konzolově vetknutá. Pootočení lokálního souřadného systému v modelu konstrukce bylo zvoleno tak, aby i směry vykreslovaných momentů (dle LSS prvku) byly shodné se směrem kladení výztuže.



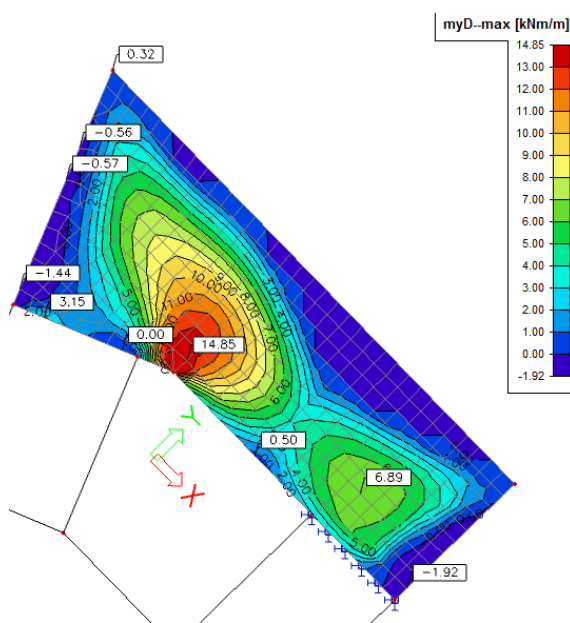
směr X: $M_{Ed} = 21,40 \text{ k Nm/m}$



směr Y: $M_{Ed} = 26,93 \text{ k Nm/m}$



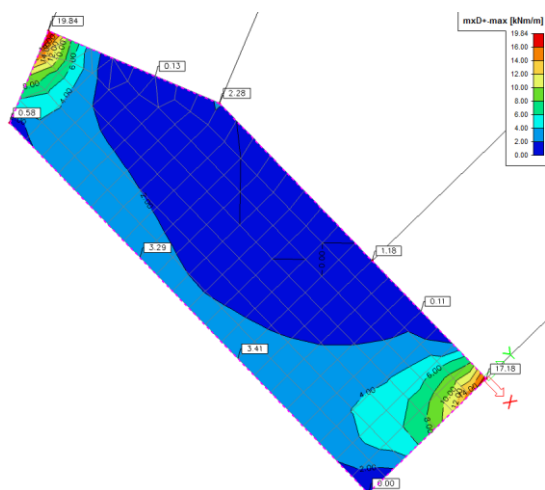
směr X: $M_{Ed} = 14,32 \text{ k Nm/m}$



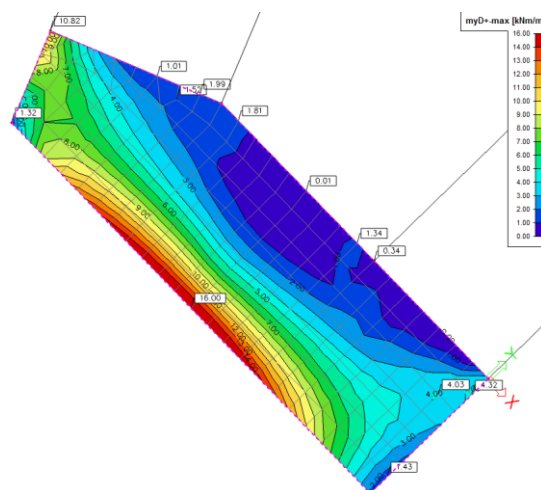
směr Y: $M_{Ed} = 14,85 \text{ k Nm/m}$

5.1.5 Deska schodiště - D7

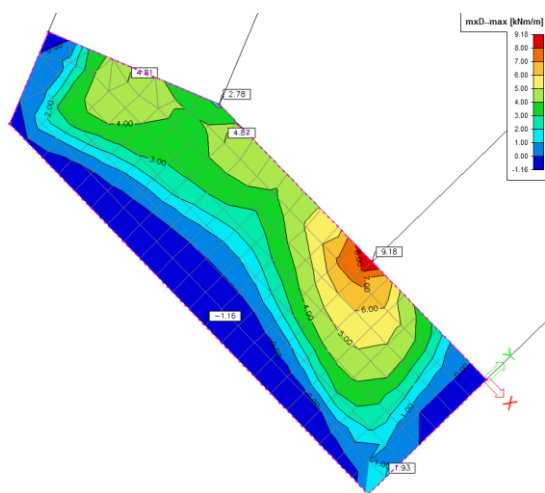
Z obrázků je opět patrné konzolovité chování konstrukce. Z důvodu většího rozpětí se zde objevují také větší ohybové momenty v poli (které namáhají tahově dolní vlákna průřezu).



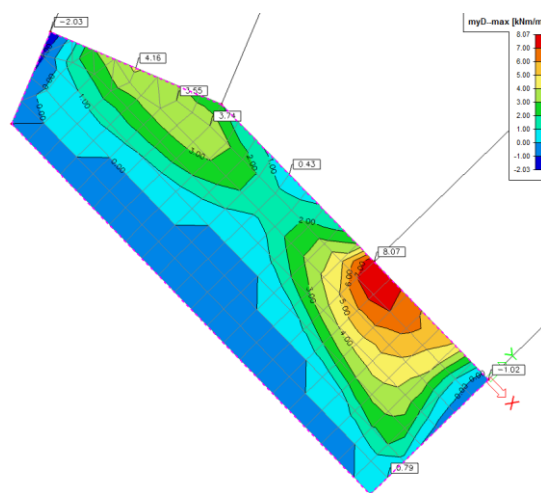
směr X: $M_{Ed} = 19,84 \text{ k Nm/m}$



směr Y: $M_{Ed} = 16,00 \text{ k Nm/m}$



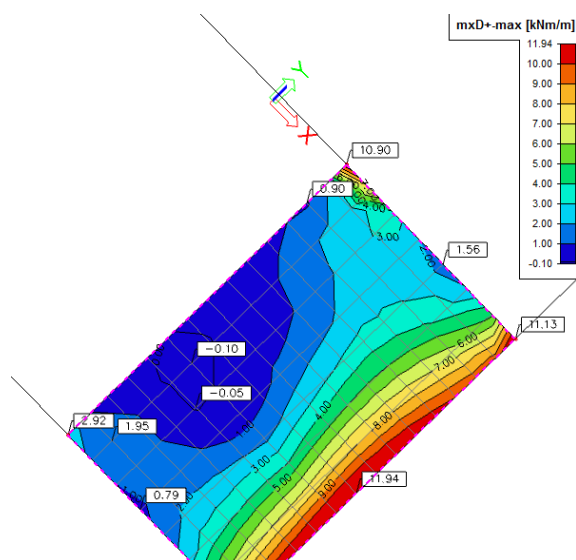
směr X: $M_{Ed} = 9,18 \text{ k Nm/m}$



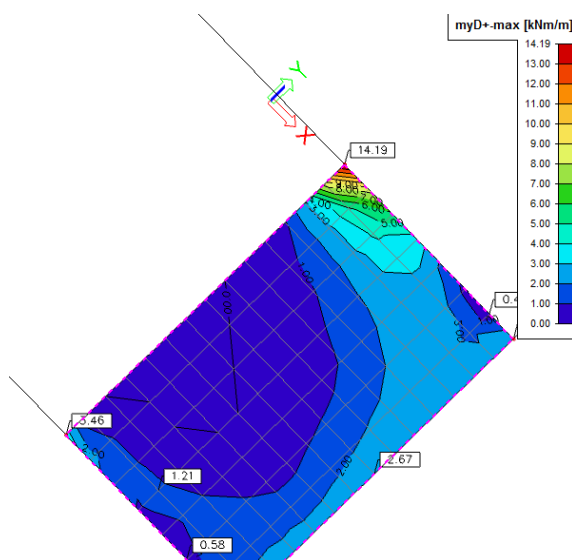
směr Y: $M_{Ed} = 8,07 \text{ k Nm/m}$

5.1.6 Deska schodiště - D8

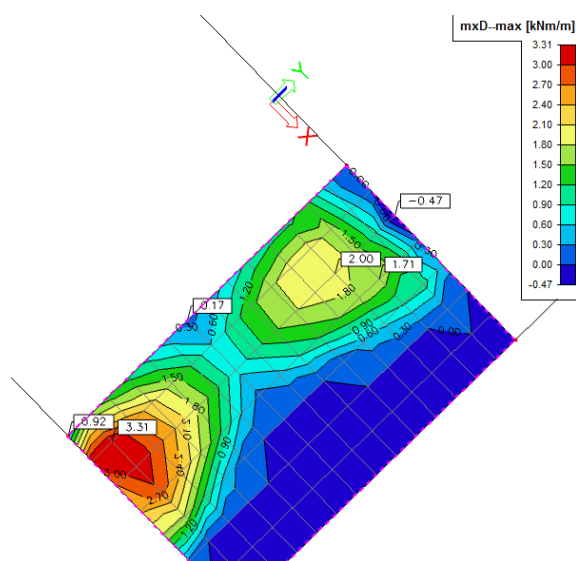
V této konstrukci opět převládají „záporné“ momenty v místech podepření.



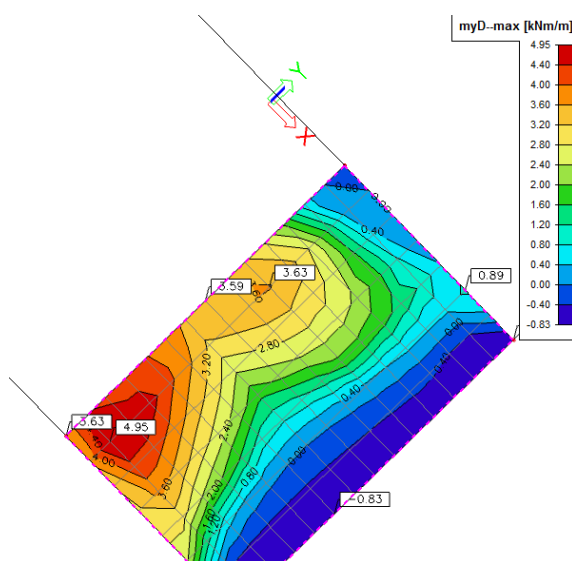
směr X: $M_{Ed} = 11,94 \text{ k Nm/m}$



směr Y: $M_{Ed} = 14,19 \text{ k Nm/m}$



směr X: $M_{Ed} = 3,31 \text{ k Nm/m}$

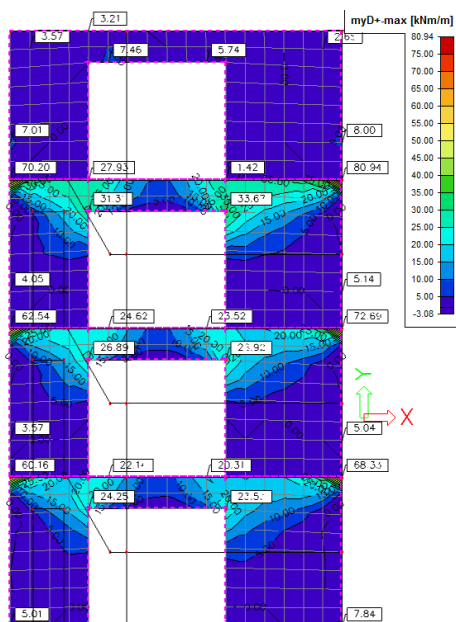


směr Y: $M_{Ed} = 4,95 \text{ k Nm/m}$

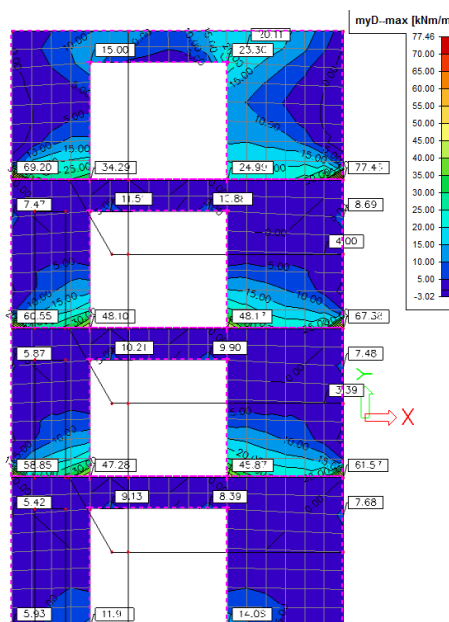
5.2 Vnitřní síly na stěnách - ztužující jádro

Smykové namáhání stěn od horizontálního zatížení vnášeného do této konstrukce deskami je minimální, proto jsem zde uvedl obrázky vnitřních sil, znázorňující převládající způsob namáhání. V konstrukci převládá namáhání tlak s ohybem, proto i posudky a návrh výztuže je proveden pomocí interakčního diagramu. Pro návrh a posouzení výztuže byla vybrána stěna s největšími hodnotami návrhových vnitřních sil, takto navržená výztuž je pak navržena i v ostatních stěnách.

5.2.1 Stěna - čelní s otvorem



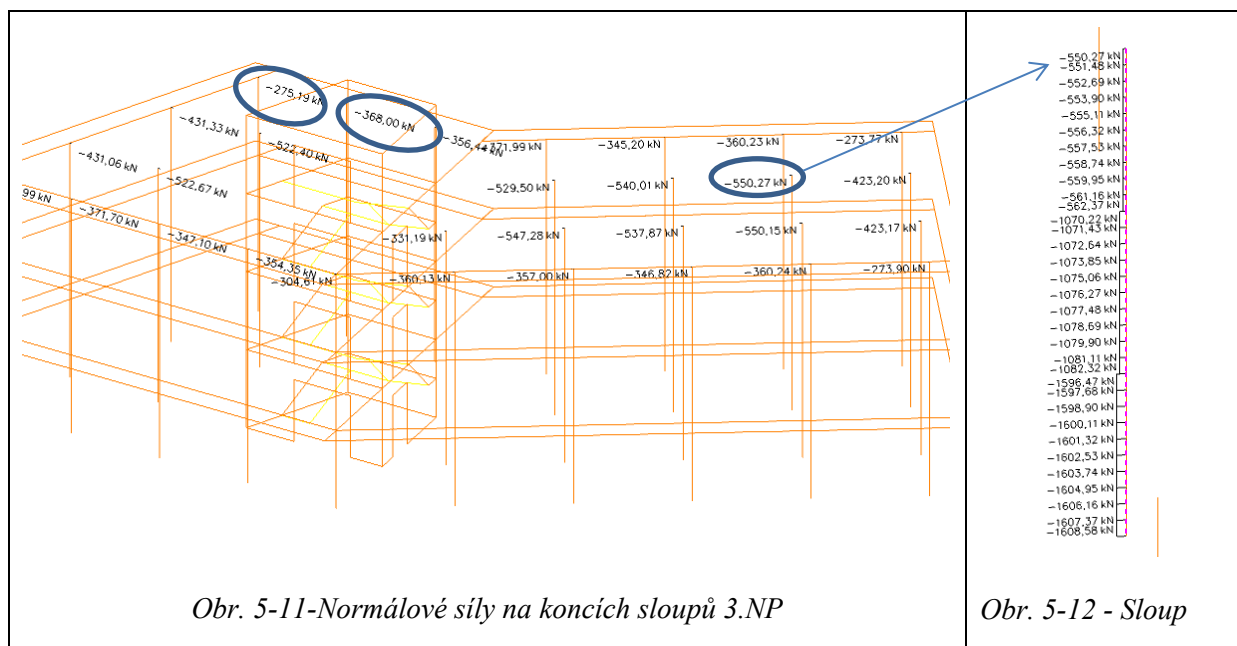
Obr. 5-5-Momenty na stěně, směr Y



Obr. 5-6 - Momenty na stěně, směr Y

Na obrázcích je vidět oblast, která je ovlivněná vetknutím stropních desek do této konstrukce.

5.3 Návrh vnitřních sil pro posudek protlačení



Pro posudek protlačení byla vybrána D3. Jako dimenzační hodnoty byly zvoleny normálové síly ve sloupech v řezu 3,8m (horní konec sloupu). Desky D1 a D2 jsou zatíženy plošným zatížením, které je menší než na desce D3, proto předpokládám, že vyvedí menší reakce ve sloupech. Desky D1 a D2 budou dimenzovány na hodnoty D3.

Krajní sloup	368,00 kN
Rohový sloup	275,19 kN
Střední sloup	550,27 kN

Ověření předpokladu na nejvíce zatíženém sloupě Obr. 5-12.

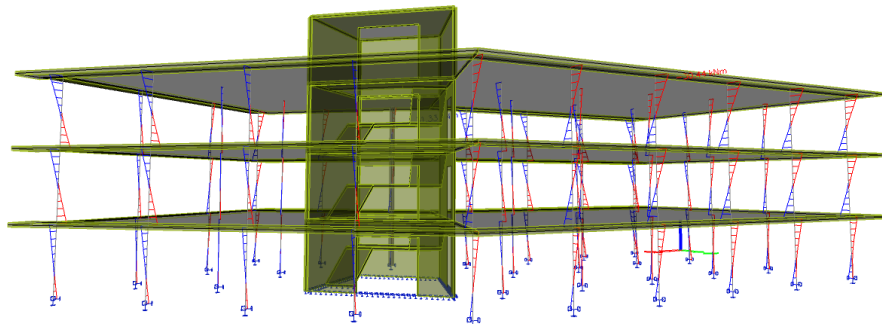
deska	Normálová síla (dolní konec sloupu)	Normálová síla (dolní konec sloupu)	Rozdíl (reakce desky)
D2	562,37 kN	1070,22 kN	507,85
D1	1082,32 kN	1596,47 kN	514,15

Tab. 5-1- Výpočet reakce desky do sloupu

Z tabulky je patrné, že reakce desek D2 a D1 do sloupu jsou menší než reakce desky D3.

$$550,27\text{kN} > 514,15\text{kN} > 507,85\text{kN}$$

5.4 Vnitřní síly na sloupech



Obr. 5-13 - Vnitřní síly na sloupech - momenty M_z

Podlaží	Prvek	Stav	dx [m]	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
1.NP	B2	CO1/1	0,000	-1608,56	-0,56	-2,33
	B93	CO1/2	3,800	-466,34	-6,04	5,39
	B26	CO1/3	3,800	-121,99	-14,05	4,54
	B18	CO1/4	3,800	-934,58	14,79	8,28
	B16	CO1/5	3,800	-1016,46	0,23	-16,20
	B32	CO1/6	3,800	-1052,67	-3,67	18,05
2.NP	B35	CO1/7	0,000	-1081,06	-1,54	-7,98
	B97	CO1/2	3,800	-306,34	-7,92	8,95
	B49	CO1/8	0,000	-624,20	-22,65	-12,40
	B49	CO1/8	3,800	-612,1	23,51	12,61
	B62	CO1/9	0,000	-693,86	5,12	-25,09
	B62	CO1/9	3,800	-683,57	-4,72	24,11
3.NP	B64	CO1/10	0,000	-560,65	-1,20	-9,22
	B101	CO1/2	3,800	-144,40	-9,34	12,84
	B79	CO1/8	0,000	-329,88	-28,28	-14,60
	B79	CO1/8	3,800	-317,78	32,61	16,54
	B77	CO1/11	3,800	-355,07	-1,07	-30,44
	B92	CO1/12	3,800	-370,13	-5,97	31,33

Tab. 5-2 - Extrémní vnitřní síly ve sloupech

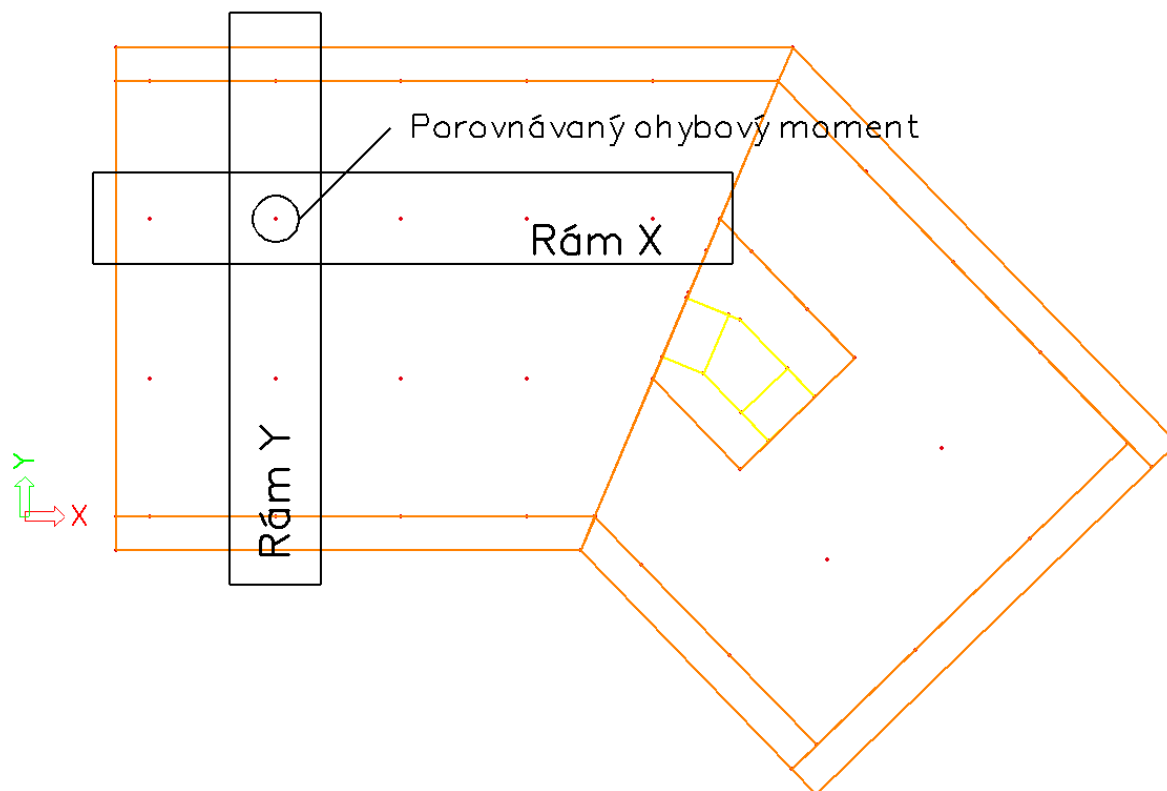
Tabulka uvádí extrémní momenty na sloupech.

6 METODA NÁHRADNÍCH RÁMŮ

Metoda konečných prvků svou podstatou poskytuje velmi přesné výsledky. Její dokonale přesné výsledky jsou také příčinou vzniku lokálních extrémů. Při vyhodnocování výsledků jsem provedl redukci nadpodporových ohybových momentů a pro ověření těchto závěrů jsem použil výpočet vnitřních sil (ohybových momentů) pomocí „Metody náhradních rámců“.

Postup výpočtu a určení podmínek, kdy lze zjednodušených metod použít je uveden v normě ČSN EN 1992-1-1 [6].

Maximální ohybový moment k porovnání výsledků byl zvolen dle Obr. 6-1 na desce D3. Návrhové vnitřní síly z „Metody náhradních rámců“ byly voleny ze stejného místa, aby byly výsledky porovnání metod relevantní.



Obr. 6-1 - Volba rámců pro zjednodušenou metodu

6.1 Výpočet zatížení - příčný náhradní rám - směr Y

Zatěžovací šířka 5,5 m

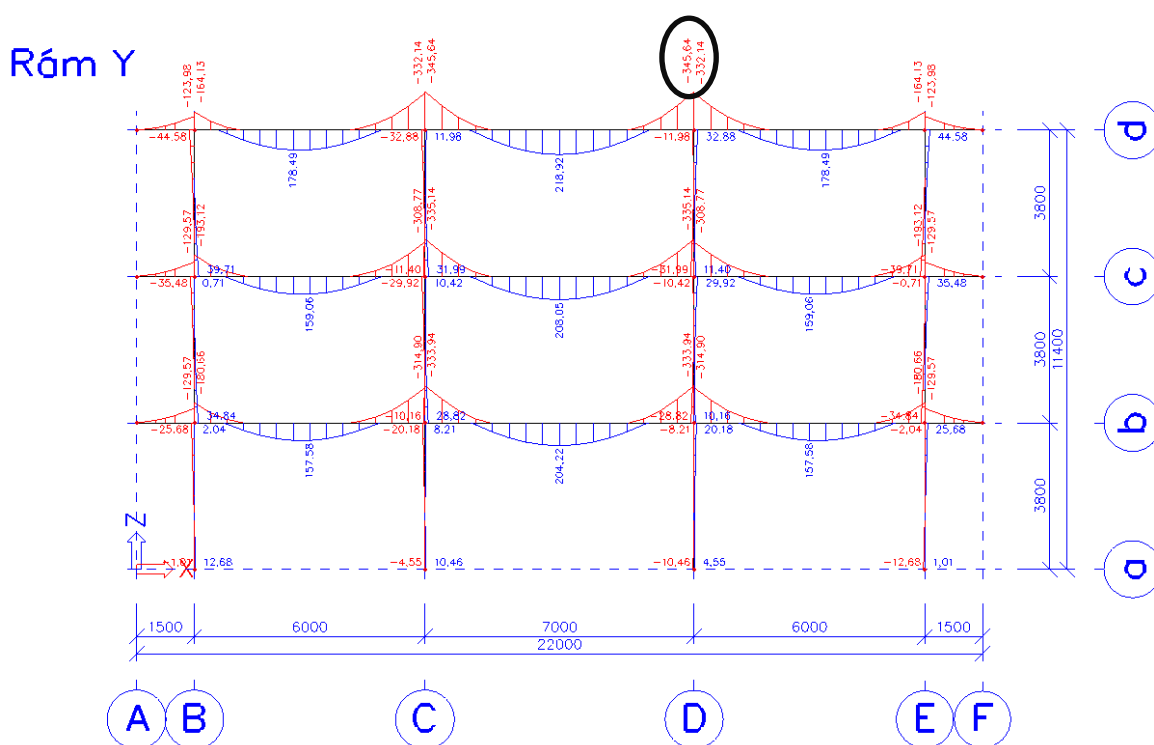
Zatížení	$p_k[\text{kN/m}^2]$	$p_k[\text{kN/m}]$
Zatížení střechy	2,55	14,03
běžné podlaží	2,1	11,55
kategorie B	2,5	13,75
příčky	0,5	2,75

Tab. 6-1 - Tabulka přepočtu plošného zatížení na liniové

Zatěžovací šířka 5,5 m

Zatížení	$p_k[\text{kN/m}]$	$p_k[\text{kN}]$
atika	2,58	14,19
fasáda	3,42	18,81

Tab. 6-2 - Tabulka přepočtu plošného zatížení na liniové



Obr. 6-2 - Průběh ohybových momentů pro příčný rám

Extrémní momenty odpovídají:

$$M_{Ed-} = -345,64 \text{ kNm} \quad \text{maximální celkový moment nad podporou}$$

$$M_{Ed+} = +218,92 \text{ kNm} \quad \text{maximální celkový moment v poli}$$

Rozdělení momentů nad podporou:

$$M_{Ed,sl-} = \frac{0,7 \cdot M_{Ed}}{l_{x/2}} = \frac{0,7 \cdot 345,64}{5,5/2} = 87,98 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,stř-} = \frac{0,3 \cdot M_{Ed}}{l_{x/2}} = \frac{0,3 \cdot 345,64}{5,5/2} = 37,71 \text{ kNm/m}$$

Rozdělení momentů v poli:

$$M_{Ed,sl+} = \frac{0,55 \cdot M_{Ed}}{l_{x/2}} = \frac{0,55 \cdot 218,92}{5,5/2} = 43,78 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,stř+} = \frac{0,45 \cdot M_{Ed}}{l_{x/2}} = \frac{0,45 \cdot 218,92}{5,5/2} = 35,824 \text{ kNm/m}$$

6.2 Výpočet zatížení - příčný náhradní rám - směr X

Zatěžovací šířka 6,5 m

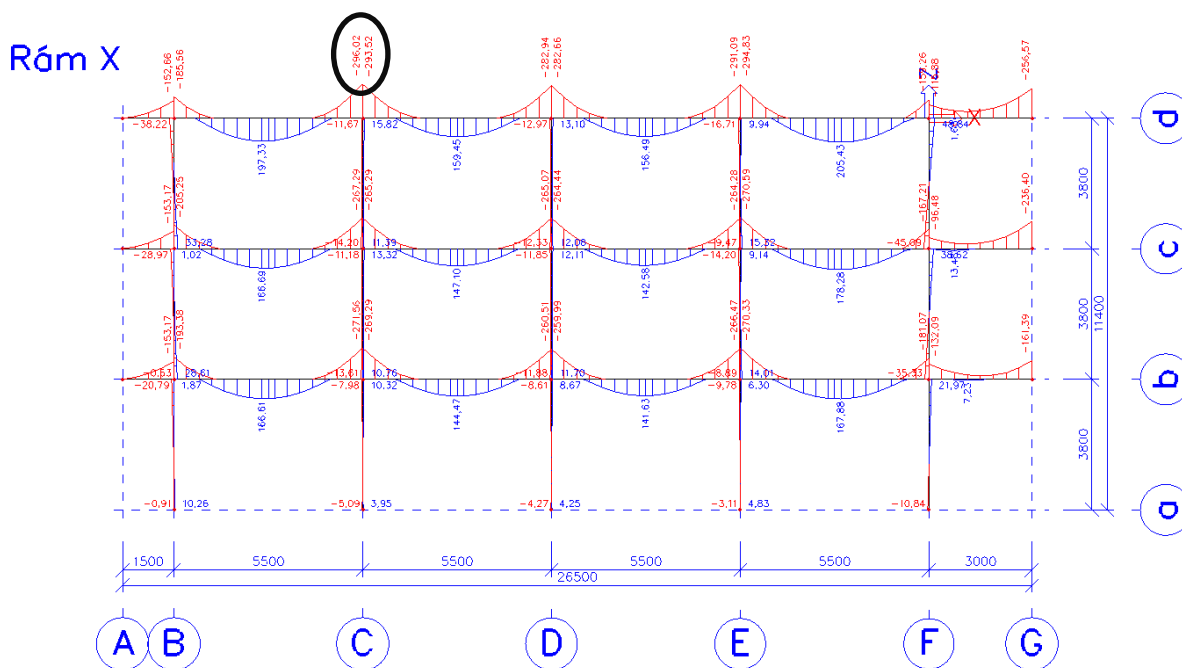
Zatížení	$p_k[\text{kN/m}^2]$	$p_k[\text{kN/m}]$
Zatížení střechy	2,55	16,58
běžné podlaží	2,1	13,65
kategorie B	2,5	16,25
příčky	0,5	3,25

Tab. 6-3 - Tabulka přepočtu plošného zatížení na liniové

Zatěžovací šířka 6,5 m

Zatížení	$p_k[\text{kN/m}]$	$p_k[\text{kN}]$
atika	2,58	16,77
fasáda	3,42	14,82

Tab. 6-4 - Tabulka přepočtu plošného zatížení na liniové



Obr. 6-3 - Průběh ohybových momentů pro příčný rám

Extrémní momenty odpovídají:

$$M_{Ed-} = -296,02 \text{ kNm}$$

maximální celkový moment nad podporou

$$M_{Ed+} = +205,43 \text{ kNm}$$

maximální celkový moment v poli

Rozdělení momentů nad podporou:

$$M_{Ed,sl-} = \frac{0,7 \cdot M_{Ed}}{l_{x/2}} = \frac{0,7 \cdot 296,02 \text{ kNm}}{5,5 \text{ m}/2} = 75,35 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,stř-} = \frac{0,3 \cdot M_{Ed}}{l_y - l_{x/2}} = \frac{0,3 \cdot 296,02 \text{ kNm}}{6,5 \text{ m} - 5,5 \text{ m}/2} = 23,68 \text{ kNm/m}$$

Rozdělení momentů v poli:

$$M_{Ed,sl+} = \frac{0,55 \cdot M_{Ed}}{l_{x/2}} = \frac{0,55 \cdot 205,43}{5,5/2} = 41,09 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,stř+} = \frac{0,45 \cdot M_{Ed}}{l_y - l_{x/2}} = \frac{0,45 \cdot 205,43}{6,5 \text{ m} - 5,5 \text{ m}/2} = 24,65 \text{ kNm/m}$$

6.3 Porovnání ohybových momentů

Porovnání návrhových ohybových momentů X:

Moment	Označení	Metoda náhradních rámců [kNm/m]	3D model v MKP [kNm/m]
Nad podporou	$M_{Ed,sl-}$	75,35	70,0
	$M_{Ed,stř-}$	23,68	25,0
V poli	$M_{Ed,sl+}$	41,09	31,0
	$M_{Ed,stř+}$	24,65	24,0

Tab. 6-5 - Tabulka porovnání ohybových momentů pro směr X

Porovnání návrhových ohybových momentů Y:

Moment	Označení	Metoda náhradních rámců [kNm/m]	3D model v MKP [kNm/m]
Nad podporou	$M_{Ed,sl-}$	87,98	82,0
	$M_{Ed,stř-}$	37,71	35,0
V poli	$M_{Ed,sl+}$	43,78	36,43
	$M_{Ed,stř+}$	35,82	32,50

Tab. 6-6 - Tabulka porovnání ohybových momentů pro směr Y

Z porovnání vyplývá, že ohybové momenty nad sloupy jsou adekvátně zredukovány na průměrnou hodnotu.

7 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

7.1 Návrh krycí vrstvy

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}) \quad (7.1)$$

Stupeň vlivu XC1

Základní třída S4 - úprava klasifikace konstrukce - beton C25/30 - zmenšit třídu o 1 (dle přílohy normy ČSN EN 1992-1-1 [6]) - **Návrhová třída S3**

$c_{\min,dur} = 10\text{mm}$ pro stupeň vlivu prostředí XC1, konstrukční třídu S3

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ doporučená hodnota

$\Delta c_{dur,st} = 0$ normální ocel

$\Delta c_{dur,add} = 0$ nebude provedena dodatečná ochrana proti korozi

$c_{\min,b} = 8\text{mm}$ pro pruty průměru 8mm

$c_{\min,b} = 10\text{mm}$ pro pruty průměru 10mm

$c_{\min,b} = 12\text{mm}$ pro pruty průměru 12mm

Minimální krytí potom bude:

Stanovení nominální hodnoty krytí pro pruty průměru 8mm:

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 10 + 10 = 20\text{mm}$$

Stanovení nominální hodnoty krytí pro pruty průměru 10mm:

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 10 + 10 = 20\text{mm}$$

Stanovení nominální hodnoty krytí pro pruty průměru 12mm:

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 12 + 13 = 25\text{mm}$$

7.2 Výpočet únosnosti desek

7.2.1 Výpočet únosnosti obecně

Únosnost betonového průřezu je určena pomocí metody mezní rovnováhy. Platí, že:

$$F_s = F_c \quad (7.2)$$

$$M_{Rd} = F_c \cdot z = F_s \cdot z \quad (7.3)$$

Kde:

z vzdálenost mezi těžištěm tláčeného betonu a taženou ocelí

Určení tahové síly ve výztuži:

$$F_s = A_s \cdot \sigma_s \quad (7.4)$$

Kde:

A_s plocha tahové betonářské výztuže

$\sigma_s = f_{yd}$ napětí v tahové betonářské výztuži

Určení síly v tláčeném betonu:

$$F_c = \beta \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad (7.5)$$

Kde:

β součinitel plnosti obrazce napětí v betonu

b šířka průřezu - u desek 1m

x poloha neutrální osy

Poloha neutrální osy je neznáma a můžeme ji zjistit ze silové podmínky rovnováhy (7.2), potom získáme:

$$x = \frac{F_s}{\beta \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (7.6)$$

Únosnost řezu M_{Rd} je dána momentovou podmínkou rovnováhy (7.3):

$$M_{Rd} = F_s \cdot \left(d - \frac{\beta \cdot x}{2} \right) \quad (7.7)$$

7.2.2 Výpočet kotevní délky

Mezní napětí soudržnosti pro žebříkovou výztuž:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (7.8)$$

Kde:

f_{ctd} návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu

η_1 součinitel zohledňující kvalitu podmínek soudržnosti

η_2 součinitel zohledňující průměr prutu

Základní kotevní délka je určena:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (7.9)$$

Kde:

f_{bd} stanoveno rovnicí (7.8)

σ_{sd} návrhové napětí ve výztuži v místě kotvení

Návrhová kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (7.10)$$

Kde

α_1	vliv tvaru prutu
α_2	vliv tloušťky krycí vrstvy a mezer mezi pruty
α_3	vliv příčné výztuže
α_4	vliv příčně přivažené výztuže
α_5	vliv tlaku kolmého na plochu štěpení

Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} \geq \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100mm) \quad (7.11)$$

Výpočet kotevní délky pro desky do průměru 12mm:

Kotevní délka				
$f_{ctk,0,05} =$	1,8 MPa		α_1	1
$f_{bd} =$	2,7 MPa	(2,25*n1*n2*fctd)	α_2	1
$l_{b,rqd} =$	483,1 mm		α_3	1
$l_{b,d} =$	483,1 mm		α_4	1
$l_{b,min} =$	144,9 mm	(0,3*lbrqd)	α_5	1
	120 mm	(10*profil)		
	100 mm			
$l_{b,d} =$	484	>	$l_{b,min} =$	145
Vyhovuje				

Výpočet kotevní délky pro desky do průměru 10mm:

Kotevní délka				
$f_{ctk,0,05} =$	1,8	MPa	α_1	1
$f_{bd} =$	2,7	MPa	(2,25*n1*n2*fctd)	α_2 1
$l_{b,rqd} =$	402,6	mm	α_3	1
$l_{b,d} =$	402,6	mm	α_4	1
$l_{b,min} =$	120,8	mm	(0,3* $l_{b,rqd}$)	α_5 1
	100	mm	(10*profil)	
	100	mm		
$l_{b,d} =$	403	>	$l_{b,min} =$	121

Vyhovuje**Výpočet kotevní délky pro desky do průměru 8mm:**

Kotevní délka				
$f_{ctk,0,05} =$	1,8	MPa	α_1	1
$f_{bd} =$	2,7	MPa	(2,25*n1*n2*fctd)	α_2 1
$l_{b,rqd} =$	322,1	mm	α_3	1
$l_{b,d} =$	322,1	mm	α_4	1
$l_{b,min} =$	96,6	mm	(0,3* $l_{b,rqd}$)	α_5 1
	80	mm	(10*profil)	
	100	mm		
$l_{b,d} =$	323	>	$l_{b,min} =$	100

Vyhovuje

7.2.3 Konstrukční zásady

a) Ověření výšky tlacení oblasti

Ověření výšky tlacené oblasti poměrem $\frac{x}{d} \leq \xi_{bal,1}$, kde:

$$\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} \quad (7.12)$$

b) Ověření množství tahové výztuže

Minimální plocha tahové výztuže musí splňovat podmínku $A_s > A_{s,min}$, je určena vztahem:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot \frac{d}{f_{yk}} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (7.13)$$

Maximální plocha tahové výztuže $A_s < A_{s,max}$ je dána:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (7.14)$$

c) Uspořádání výztuže

Kritérium maximální osové vzdálenosti:

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h \leq 250\text{mm} \quad (7.15)$$

Kritérium minimální světlé vzdálenosti výztuže:

$$s_{min} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20\text{mm}) \quad (7.16)$$

Kde:

$k_1 = 1,2$ doporučená hodnota

$k_2 = 5\text{mm}$ doporučená hodnota

$d_g = 16\text{mm}$ kamenivo maximální frakce 16mm

7.3.1 Volba výztuže

Volba profilů výztuže a vzdálenosti mezi pruty byly voleny s ohledem na jednoduchost provádění a kontrolu. Nejprve byla navržena výztuž nadpodporová, poté byla navržena výztuž v polích.

7.3.2 Materiálové charakteristiky společné pro konstrukci

$f_{ck} = 25\text{MPa}$ charakteristická pevnost betonu v tlaku pro beton C25/30

$f_{yk} = 500\text{MPa}$ charakteristická pevnost oceli B500B v tahu

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7\text{MPa}$ návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,5} = 435\text{MPa}$ návrhová hodnota pevnosti oceli v tahu

7.3.3 Návrh výztuže desek: D1, D2, D3

$h_s = 225\text{mm}$ tloušťka desky

Posudek únosnosti:

směr	umístění	označení	Φ [mm]	s [mm]	c [mm]	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]	Využití M_{Ed}/M_{Rd}
X	Pole	mx,sl +	12	200	37,0	31,0	42,9	0,72
		mx,stř +	12	200	37,0	36,0	42,9	0,84
	Podpora	mx,sl-	12	100	37,0	70,0	82,2	0,85
		mx,stř-	12	200	37,0	25,0	42,9	0,58
Y	Pole	my,sl +	12	200	25,0	36,4	45,9	0,79
		my,stř +	12	200	25,0	41,1	45,9	0,89
	Podpora	my,sl -	12	100	25,0	80,0	88,1	0,93
		my,stř -	12	200	25,0	35,0	45,9	0,76

Ověření výšky tlačené oblasti:

směr	umístění	označení	x [mm]	d [mm]	x/d	$\xi_{bal,1}$	Posudek
X	Pole	mx,sl +	18,4	182	0,10	0,62	OK
		mx,stř +	18,4	182	0,10	0,62	OK
	Podpora	mx,sl-	36,9	182	0,20	0,62	OK
		mx,stř-	18,4	182	0,10	0,62	OK
Y	Pole	my,sl +	18,4	194	0,10	0,62	OK
		my,stř +	18,4	194	0,10	0,62	OK
	Podpora	my,sl -	36,9	194	0,19	0,62	OK
		my,stř -	18,4	194	0,10	0,62	OK

Ověření množství tahové výztuže a uspořádání výztuže:

směr	umístění	označení	A_s [mm ²]	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	s [mm]	s_{min}	s_{max}
X	Pole	mx,sl +	565	252	9000	200	21	250
		mx,stř +	565	252	9000	200	21	250
	Podpora	mx,sl-	1131	252	9000	100	21	250
		mx,stř-	565	252	9000	200	21	250
Y	Pole	my,sl +	565	269	9000	200	21	250
		my,stř +	565	269	9000	200	21	250
	Podpora	my,sl -	1131	269	9000	100	21	250
		my,stř -	565	269	9000	200	21	250

Desky D1, D2, D3 **VYHOVUJÍ** meznímu stavu únosnosti a konstrukčním zásadám.

7.3.4 Návrh výztuže desek: D1, D2, D3 - v místě vetknutí ztužujícího jádra

Materiálové charakteristiky

$h_s = 225\text{mm}$ tloušťka desky

Posudek únosnosti:

označení	Φ [mm]	s [mm]	c [mm]	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]	Využití M_{Ed}/M_{Rd}
MEd1	12	100	25,0	70,0	88,1	0,79
MEd2	12	100	25,0	60,0	88,1	0,68
MEd3	12	100	25,0	70,0	88,1	0,79

Ověření výšky tlačené oblasti:

označení	x [mm]	d [mm]	x/d	$\xi_{bal,1}$	Posudek
mx+	36,9	194	0,19	0,62	OK
mx-	36,9	194	0,19	0,62	OK
my+	36,9	194	0,19	0,62	OK

Ověření množství tahové výztuže a uspořádání výztuže:

označení	A_s [mm ²]	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	s [mm]	s_{min}	s_{max}
mx+	1131	262	9000	100	21	250
mx-	1131	262	9000	100	21	250
my+	1131	262	9000	100	21	250

Deska D1, D2, D3 ve vetknutí **VYHOVUJE** meznímu stavu únosnosti a konstrukčním zásadám.

7.3.5 Návrh výztuže desky: D4

Materiálové charakteristiky

$h_s = 200\text{mm}$ tloušťka desky

Posudek únosnosti:

směr	umístění	označení	Φ [mm]	s [mm]	c [mm]	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]
X	Pole	mx+	8	200	20,0	13,4	18,9
	Podpora	mx-	8	100	20,0	21,2	37,0
Y	Pole	my+	8	200	28,0	13,8	18,0
	Podpora	my-	8	100	28,0	18,2	35,3

Ověření výšky tlačené oblasti:

směr	umístění	označení	x [mm]	d [mm]	x/d	$\xi_{bal,1}$	Posudek
X	Pole	mx+	8,2	176	0,05	0,62	OK
	Podpora	mx-	16,4	176	0,09	0,62	OK
Y	Pole	my+	8,2	168	0,05	0,62	OK
	Podpora	my-	16,4	168	0,10	0,62	OK

Ověření množství tahové výztuže a uspořádání výztuže:

směr	umístění	označení	A_s [mm ²]	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	s [mm]	s_{min}	s_{max}
X	Pole	mx+	251	238	9000	200	21	250
	Podpora	mx-	503	238	9000	100	21	250
Y	Pole	my+	251	227	9000	200	21	250
	Podpora	my-	503	227	9000	100	21	250

Deska D4 **VYHOVUJE** meznímu stavu únosnosti a konstrukčním zásadám.

7.3.6 Návrh výztuže desek schodiště: D5

Materiálové charakteristiky

$h_s = 200\text{mm}$ tloušťka desky

Posudek únosnosti:

směr	umístění	označení	Φ [mm]	s [mm]	c [mm]	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]	Využití M_{Ed}/M_{Rd}
X	Pole	mx+	8	200	20,0	14,3	18,9	0,76
	Podpora	mx-	8	150	20,0	21,4	25,0	0,86
Y	Pole	my+	8	200	28,0	14,9	18,0	0,83
	Podpora	my-	8	100	28,0	26,9	35,3	0,76

Ověření výšky tlačené oblasti:

směr	umístění	označení	x [mm]	d [mm]	x/d	$\xi_{bal,1}$	Posudek
X	Pole	mx+	8,2	176	0,05	0,62	OK
	Podpora	mx-	10,9	176	0,06	0,62	OK
Y	Pole	my+	8,2	168	0,05	0,62	OK
	Podpora	my-	16,4	168	0,10	0,62	OK

Ověření množství tahové výztuže a uspořádání výztuže:

směr	umístění	označení	A_s [mm ²]	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	s [mm]	s_{min}	s_{max}
X	Pole	mx+	251	238	8000	200	21	250
	Podpora	mx-	335	238	8000	150	21	250
Y	Pole	my+	251	227	8000	200	21	250
	Podpora	my-	503	227	8000	100	21	250

Deska D5 **VYHOVUJE** meznímu stavu únosnosti a konstrukčním zásadám.

7.3.7 Návrh výztuže desek schodiště: D6

Materiálové charakteristiky:

$h_s = 200\text{mm}$ tloušťka desky

Posudek únosnosti:

směr	umístění	označení	Φ [mm]	s [mm]	c [mm]	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]	Využití M_{Ed}/M_{Rd}
X	Pole	mx+	8	200	20,0	3,3	18,9	0,17
	Podpora	mx-	8	200	20,0	18,8	18,9	1,00
Y	Pole	my+	8	200	28,0	6,0	18,0	0,33
	Podpora	my-	8	200	28,0	9,9	18,0	0,55

Ověření výšky tlačené oblasti:

směr	umístění	označení	x [mm]	d [mm]	x/d	$\xi_{bal,1}$	Posudek
X	Pole	mx+	8,2	176	0,05	0,62	OK
	Podpora	mx-	8,2	176	0,05	0,62	OK
Y	Pole	my+	16,4	168	0,10	0,62	OK
	Podpora	my-	16,4	168	0,10	0,62	OK

Ověření množství tahové výztuže a uspořádání výztuže:

směr	umístění	označení	A_s [mm ²]	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	s [mm]	s_{min}	s_{max}
X	Pole	mx+	251	238	8000	200	21	250
	Podpora	mx-	251	238	8000	200	21	250
Y	Pole	my+	503	227	8000	100	21	250
	Podpora	my-	503	227	8000	100	21	250

Deska D6 **VYHOVUJE** meznímu stavu únosnosti a konstrukčním zásadám.

7.3.8 Návrh výztuže desek schodiště: D7

Materiálové charakteristiky:

$h_s = 200\text{mm}$ tloušťka desky

Posudek únosnosti:

směr	umístění	označení	Φ [mm]	s [mm]	c [mm]	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]	Využití M_{Ed}/M_{Rd}
X	Pole	mx+	8	200	20,0	9,2	18,9	0,49
	Podpora	mx-	8	100	20,0	19,8	37,0	0,54
Y	Pole	my+	8	200	28,0	8,1	18,0	0,45
	Podpora	my-	8	200	28,0	16,0	18,0	0,89

Ověření výšky tlačené oblasti:

směr	umístění	označení	x [mm]	d [mm]	x/d	$\xi_{bal,1}$	Posudek
X	Pole	mx+	8,2	176	0,05	0,62	OK
	Podpora	mx-	16,4	176	0,09	0,62	OK
Y	Pole	my+	8,2	168	0,05	0,62	OK
	Podpora	my-	8,2	168	0,05	0,62	OK

Ověření množství tahové výztuže a uspořádání výztuže:

směr	umístění	označení	A_s [mm ²]	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	s [mm]	s_{min}	s_{max}
X	Pole	mx+	251	238	8000	200	21	250
	Podpora	mx-	503	238	8000	100	21	250
Y	Pole	my+	251	227	8000	200	21	250
	Podpora	my-	251	227	8000	200	21	250

Deska D7 **VYHOVUJE** meznímu stavu únosnosti a konstrukčním zásadám.

7.4.1 Návrh výztuže desek schodiště: D8

Materiálové charakteristiky:

$h_s = 200\text{mm}$ tloušťka desky

Posudek únosnosti:

směr	umístění	označení	Φ [mm]	s [mm]	c [mm]	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Rd} [kNm/m]	Využití M_{Ed}/M_{Rd}
X	Pole	mx+	8	200	20,0	9,2	18,9	0,49
	Podpora	mx-	8	100	20,0	19,8	37,0	0,54
Y	Pole	my+	8	200	28,0	8,1	18,0	0,45
	Podpora	my-	8	200	28,0	16,0	18,0	0,89

Ověření výšky tlačené oblasti:

směr	umístění	označení	x [mm]	d [mm]	x/d	$\xi_{bal,1}$	Posudek
X	Pole	mx+	8,2	176	0,05	0,62	OK
	Podpora	mx-	16,4	176	0,09	0,62	OK
Y	Pole	my+	8,2	168	0,05	0,62	OK
	Podpora	my-	8,2	168	0,05	0,62	OK

Ověření množství tahové výztuže a uspořádání výztuže:

směr	umístění	označení	A_s [mm ²]	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	s [mm]	s_{min}	s_{max}
X	Pole	mx+	251	238	8000	200	21	250
	Podpora	mx-	503	238	8000	100	21	250
Y	Pole	my+	251	227	8000	200	21	250
	Podpora	my-	251	227	8000	200	21	250

Deska D8 **VYHOVUJE** meznímu stavu únosnosti a konstrukčním zásadám.

7.5 Návrh stěny jádra

7.5.1 Charakteristiky betonu

$f_{ck} = 25\text{MPa}$ charakteristická pevnost betonu v tlaku

$\gamma_c = 1,5$ dílčí součinitel pro beton

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,7\text{MPa}$ návrhová pevnost betonu v tlaku

$E_{cm} = 31\text{GPa}$ střední modul pružnosti betonu

$\varepsilon_{cu3} = 0,0035$ mezní přetvoření betonu

$\varepsilon_{c2} = 0,002$

$\eta = 1,0$

$\lambda = 0,8$

7.5.2 Charakteristiky oceli

$f_{yk} = 25\text{MPa}$

$\gamma_s = 1,5$

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 16,7\text{MPa}$

$E_s = 200\text{GPa}$

$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,002$

7.5.3 Průřezové charakteristiky

$$b = 1,000 \text{ m}$$

$$h = 0,250 \text{ m}$$

$$d = 0,214 \text{ m}$$

$$d' = 0,036 \text{ m}$$

$$z_1 = z_2 = 0,089 \text{ m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 565 \text{ mm}^2 \quad 12 \text{ po } 250$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = -245,86 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = -245,86 \text{ kN}$$

$$\Delta F_s = (A_{s2} - A_{s1}) \cdot f_{yd} = 0 \text{ kN}$$

$$\xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0,617$$

$$\xi_{bal,2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}} = 2,639$$

$$e_0 = \frac{h}{30} > 20 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

7.5.4 Výpočet jednotlivých bodů

Bod 0 je dán rovnicemi (7.17) a (7.18) - prostý tlak

$$N_{Rd0} = -(b \cdot h \cdot \eta \cdot f_{cd} + \Sigma A_s \cdot \sigma_s) \quad (7.17)$$

$$M_{Rd0} = (A_{s2} \cdot z_2 - A_{s1} \cdot z_1) \sigma_s \quad (7.18)$$

Dosazením získáme:

$$\sigma_s = \varepsilon_{c2} \cdot E_s \leq f_{yd} = 400 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd0} = -4619,06 \text{ kN}$$

$$M_{Rd0} = 0 \text{ kNm/m}$$

Bod 1 je dán rovnicemi:

$$N_{Rd1} = -(\lambda \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + F_{s2}) \quad (7.19)$$

$$M_{Rd1} = \lambda \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot d) + F_{s2} \cdot z_2 \quad (7.20)$$

Dosazením získáme:

$$N_{Rd1} = -3099 \text{ kN}$$

$$M_{Rd1} = 134,30 \text{ kNm/m}$$

Podmínka pro započítání tlakové výztuže s mezí kluzu:

$$d \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2 \quad (7.21)$$

$$0,214 \geq 2,639 \cdot 0,036 = 0,095 \quad \text{podmínka je splněna, tlaková výztuž je plně využita}$$

Bod 2 je dán rovnicemi:

$$N_{Rd,bal} = -(\lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} + \Delta F_s) \quad (7.22)$$

$$M_{Rd,bal} = \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot d) + F_{s1} \cdot z_1 + F_{s2} \cdot z_2 \quad (7.23)$$

Podmínka plně tlačené výztuže:

$$\xi_{bal,1} d \geq \xi_{bal,2} d_2 \quad (7.24)$$

$$0,617 \cdot 0,214 \geq 2,639 \cdot 0,036$$

$$0,132 \geq 0,095 \quad \text{podmínka vyhovuje, výztuže jsou plně využity}$$

Bod 3 - prostý ohyb:

$$N_{Rd} = 0$$

$$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = 0,018 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4x) = 50,80 \text{ kNm/m}$$

Bod 4

$$N_{Rdt,bal} = F_{s1} \quad (7.25)$$

$$M_{Rdt,bal} = F_{s1} \cdot z_1 \quad (7.26)$$

Získáme

$$N_{Rdt,bal} = 245,86 \text{ kN}$$

$$M_{Rdt,bal} = 21,88 \text{ kN}$$

Bod 5 - prostý tah bez uvážení betonu:

$$N_{Rdt0} = F_{s1} + F_{s2} \quad (7.27)$$

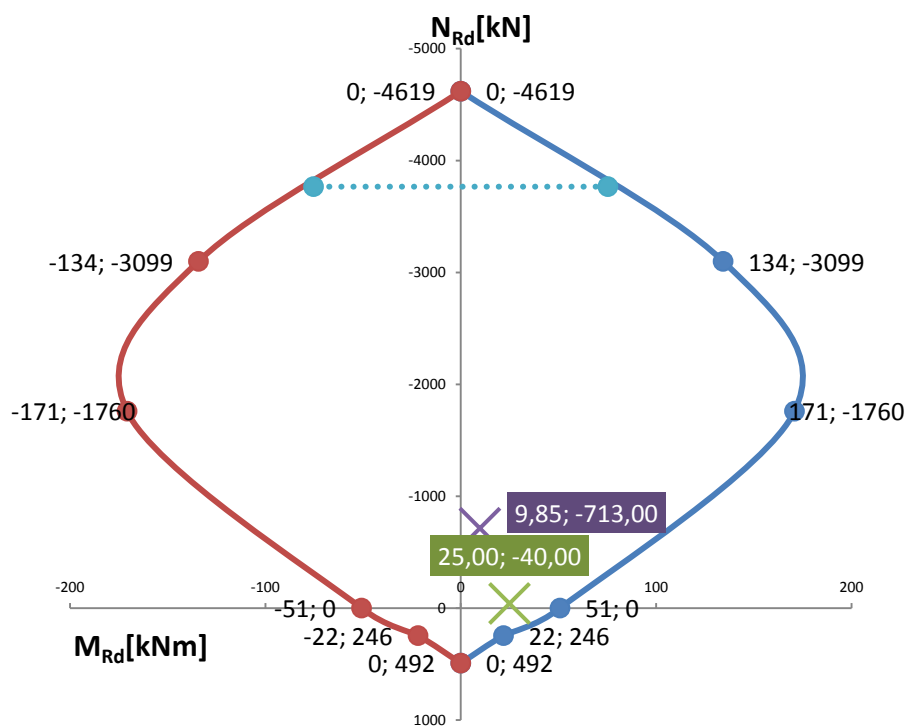
$$M_{Rdt0} = F_{s1} \cdot z_1 + F_{s2} \cdot z_2 \quad (7.28)$$

Získáme

$$N_{Rdt0} = 491,73 \text{ kN} \quad (7.29)$$

$$M_{Rdt0} = 0 \quad (7.30)$$

Interakční diagram



Obr. 7-1 - Interakční diagram pro posudek stěny

N	M
-40,00	25,00
-713,00	9,85

Navržená výztuž stěny **VYHOVUJE** meznímu stavu únosnosti.

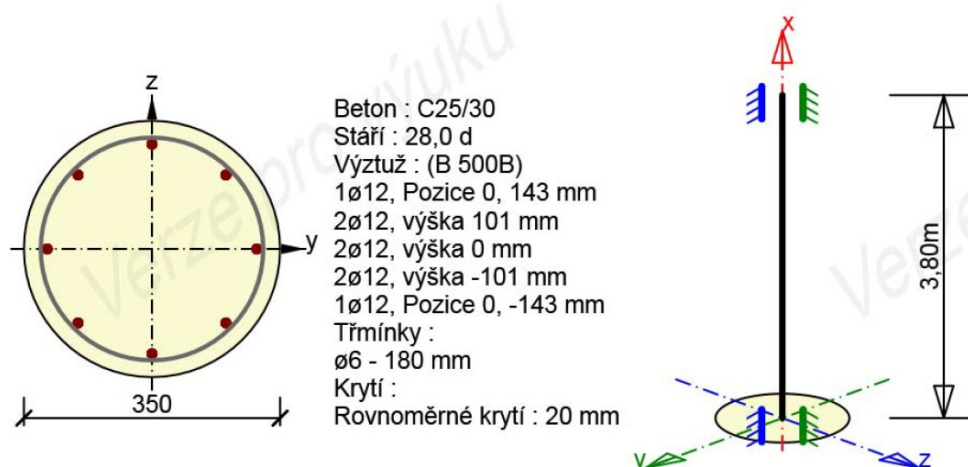
7.1 Návrh a posouzení sloupů

Návrh výztuže a posouzení únosnosti sloupů byl proveden výpočtovým softwarem IDEA RS Beton. Jedná se o software pro posudky betonových průřezů. Výpočet únosnosti a tvorby interakčních diagramů jsou prováděny metodou mezních přetvoření.

Výztuž sloupů byla volena jak s ohledem na konstrukční zásady vyztužení sloupů, tak s ohledem na jednoduchost provádění. Výztuž je navržena tak, aby byla symetrická kolem os y a z.

Pro posudek odolnosti konstrukce byly vybrány kombinace zatížení dle kapitoly 5.4 - Vnitřní síly na sloupech str. 59.

7.1.1 Posouzení štíhlosti



Obr. 7-2 - Geometrie konstrukce sloupu

Výpočet limitní štíhlosti:

$N_{Ed} = 1608,57$ Návrhová normálová síla

$A_c = 0,096m^2$ Plocha betonového průřezu

$f_{cd} = 16,667MPa$ Návrhová pevnost betonu v tlaku

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1,00$ Poměrná normálová síla

$A = 0,7$ konzervativně

$B = 1,1$ konzervativně

$C = 0,7$ konzervativně

Limitní štíhlost je dána vztahem:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (7.31)$$

$\lambda_{lim} = 10,763$ limitní štíhlost

Výpočet štíhlosti sloupu:

$l = 3,8m$ délka sloupu

$l_0 = l \cdot 0,5 = 1,9m$ účinná délka sloupu pro oboustranně vetknutý sloup

$I = \frac{1}{64} \cdot \pi d^4 = 7,366 \cdot 10^{-4} m^4$ moment setrvačnosti průřezu

$i = \sqrt{\frac{I_y}{A_c}} = 0,088m$ poloměr setrvačnosti průřezu

Štíhlost prutu je dána vztahem

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = 21,71 \quad (7.32)$$

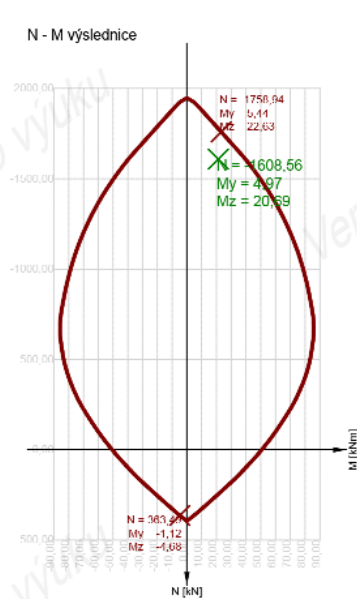
Posudek

$$\lambda = 21,71 > \lambda_{lim} = 10,763$$

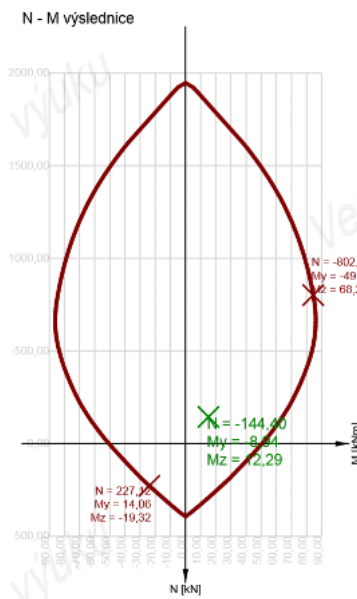
Pro zatížení s největší normálovou silou musí být proveden výpočet vnitřních sil s vlivem účinků 2. řádu a excentricitou. Software IDEA RS Beton počítá zvýšené vnitřní síly na základě metody jmenovité tuhosti.

7.1.2 Posouzení únosnosti sloupů

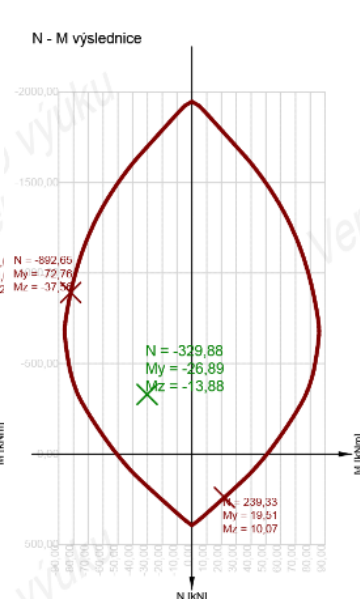
Interakční diagramy posuzovaných kombinací zatížení:



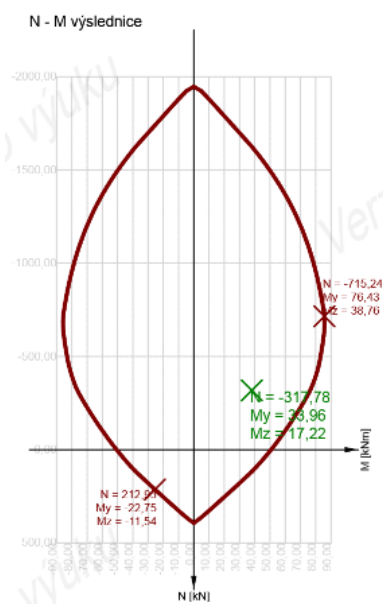
Obr. 7-3- CO1/1



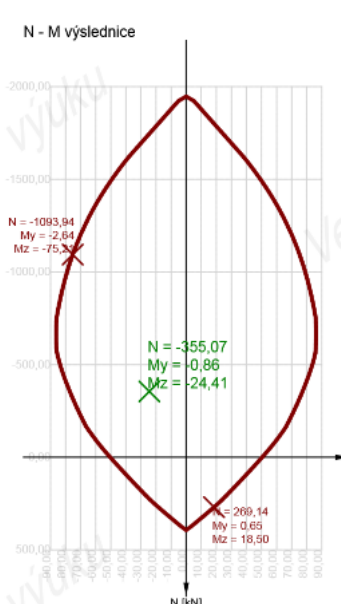
Obr. 7-4- CO1/2



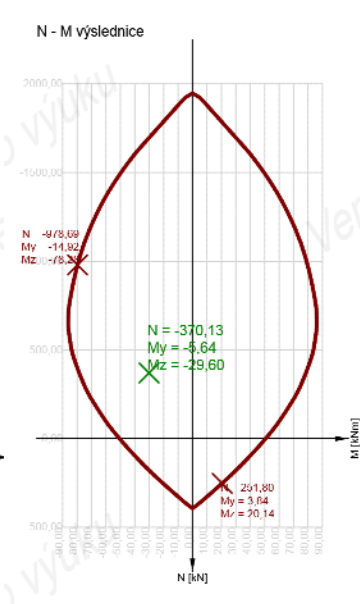
Obr. 7-5-CO1/8



Obr. 7-6 - CO1/9



Obr. 7-7 - CO1/11

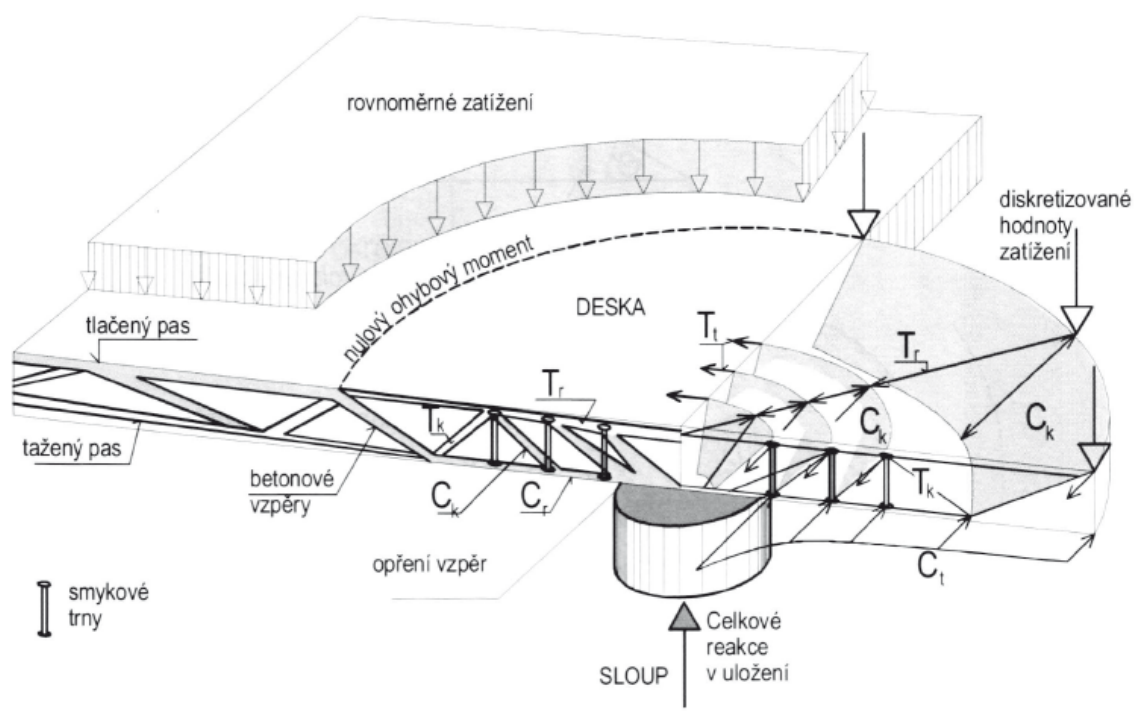


Obr. 7-8 - CO1/12

7.2 Posudek protlačení

7.2.1 Protlačení obecně

U lokálně podepřených desek je důležité ověřit, zda je dostatečná smyková odolnost v místě podpory. Jedná se o místa uložení vodorovných nosných konstrukcí na svislé nosné konstrukce - na sloupy a konce stěn, kde mohou vznikat extrémní zatížení posouvající silou.



Obr. 7-9 Model náhradní příhradové analogie na mezním stavu protlačení [7]

7.2.2 Smykové odolnost na lici podpory

V první fázi posudku se posoudí odolnost desky ve smyku na lici podpory. Napětí na obvodu sloupu nebo na obvodu zatěžované plochy vyvolané zatížením musí být menší než smyková odolnost desky v místě podpory, musí být splněna podmínka $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$.

Návrhové napětí je dáno:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_c \cdot d_{eff}} \quad (7.33)$$

Kde:

V_{Ed} návrhová posouvající síla ve sloupu

d_{eff} průměrná účinná výška průřezu desky $(d_x + d_y)/2$

u_c kontrolovaný obvod v lici sloupu

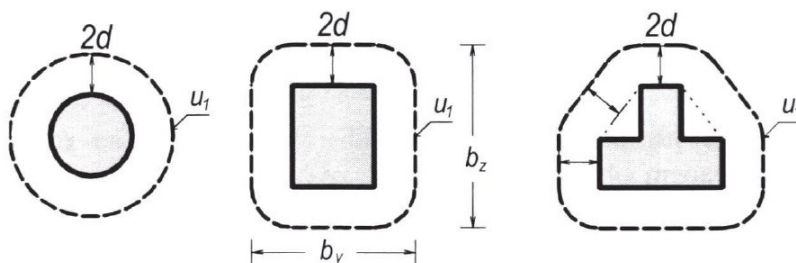
Maximální únosnost ve smyku při protlačení:

$$v_{Rd,max} = 0,5v_{fd} \quad (7.34)$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (7.35)$$

7.2.3 Smyková odolnost v prvním kontrolovaném obvodu

Dalším krokem je ověření únosnosti v prvním kontrolovaném obvodu. Pokud bude odolnost větší než účinky zatížení, může být průřez použit bez smykové výztuže. Musí být splněna podmínka $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$. Kontrolovaný obvod se volí tak, aby byl co nejkratší možný. Základní kontrolovaný obvod leží od líce podpory ve vzdálenosti $2d_{eff}$.



Obr. 7-10 - Kontrolovaný obvod [6]

Návrhové napětí se vypočte dle rovnice

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} \quad (7.36)$$

Odolnost betonu ve smyku v kontrolovaném obvodu dle vztahů (7.37) (7.38) (7.39):

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (7.37)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} \leq 2,0 \quad (7.38)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 2,0 \quad (7.39)$$

Kde:

u_1 kontrolovaný obvod ve vzdálenost $2d_{eff}$ od líce sloupu

ρ_{lx} průměrný stupeň vyztužení desky ve směru x v šířce $3d_{eff}$ od líce sloupu

ρ_{ly} průměrný stupeň vyztužení desky ve směru y v šířce $3d_{eff}$ od líce sloupu

Pokud návrhové účinky jsou větší, než návrhová únosnost musí být doplněna smyková výztuž. Pro přenesení smyku v takto namáhaných prvcích můžou být navrženy ohyby. V lokálně podepřených deskách je jedna z možností zajištění smykové odolnosti doplnění smykových lišt.

7.2.4 Výpočet odolnosti průřezu se smykovou výztuží

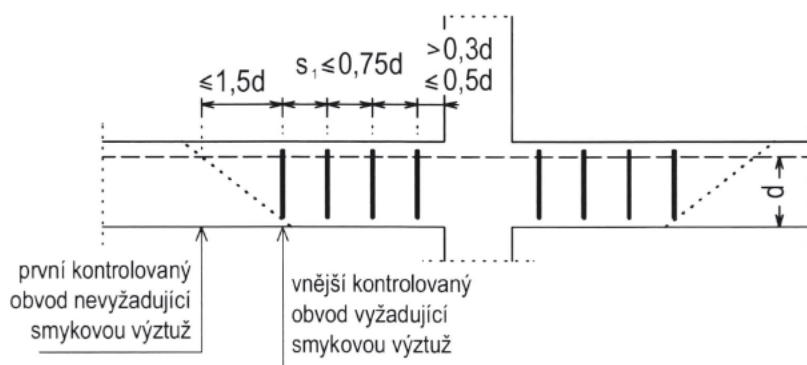
Vypočteme obvod, ve kterém už není potřebná smyková výztuž - odolnost betonové desky ve smyku je větší, než smykové zatížení. Obvod u_{out} vypočteme podle následující rovnice:

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d_{eff}} \quad (7.40)$$

kde:

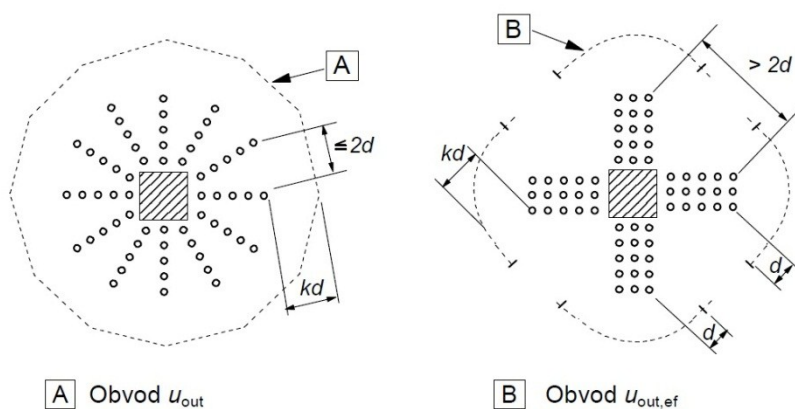
β doporučená hodnota součinitele pro střední sloup je 1,15.

Smyková výztuž pak bude umístěna dle konstrukčních zásad do vzdálenosti dané obvodem u_{out} .



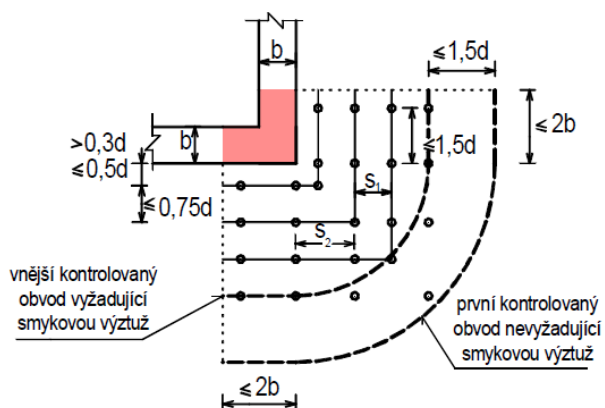
Obr. 7-11- Konstrukční zásady umístění smykové výztuže [6]

Smyková výztuž desky se může umístit u sloupu buď diagonálně, nebo ortogonálně. Způsob umístění výztuže je uveden na obrázku Obr. 7-12:



Obr. 7-12 - Umístění smykové výztuže [6]

Kontrolovaný obvod a umístění výztuže v rozích stěn je uveden na obrázku Obr. 7-13:



Obr. 7-13 - Umístění smykové výztuže v rohu stěny [1]

Pro každý obvod, ve kterém je umístěna smyková výztuž se pak vypočte smykové zatížení vyvolané od reakce sloupu dle rovnice (7.36) a porovná se se smykovou únosností desky a únosností smykové výztuže. Výztuž musí splňovat konstrukční podmínky maximálních vzdáleností a zároveň podmínku $v_{Ed,i} \leq v_{Rd,cs,i}$.

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d_{eff}}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,eff} \cdot \left(\frac{1}{u \cdot d_{eff}} \right) \cdot \sin \alpha \quad (7.41)$$

$$f_{ywd,eff} = 250 + 0,25d_{eff} \leq f_{ywd} \quad (7.42)$$

kde:

s_r radiální vzdálenost smykové výztuže

A_{sw} plocha výztuže v daném kontrolovaném obvodu

f_{ywd} návrhová pevnost smykové výztuže

α úhel, který svírá výztuž s rovinou desky

V případě že jsou splněny konstrukční podmínky a zároveň jsou splněny podmínky spolehlivosti v jednotlivých kontrolovaných obvodech, deska na protlačení vyhoví.

7.2.5 Posudek protlačení

Geometrie konstrukce

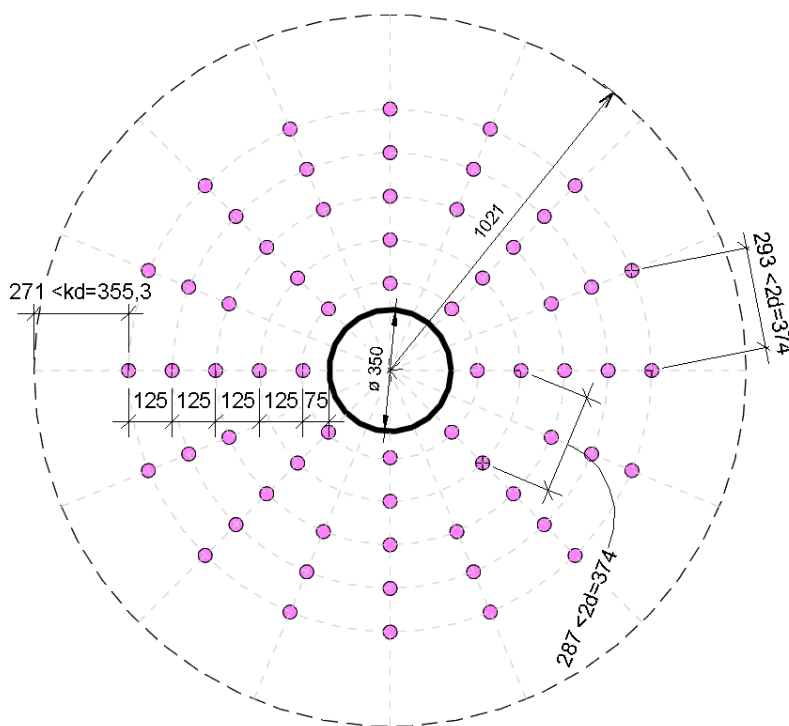
c	0,350 m	průměr sloupu
dx	0,181 m	účinná výška průřezu, směr X
dy	0,194 m	účinná výška průřezu, směr Y
d	0,182 m	průměrná účinná výška desky
pozice:	vnitřní sloup	
β	1,150	
V_{Ed}	550,3 kN	návrhová síla
beton:	C25/30	
f_{ck}	25 MPa	charakteristická pevnost betonu v tlaku
γ_c	1,5	dílčí součinitel pro beton
f_{cd}	16,7 MPa	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ywk}	420 MPa	charakteristická pevnost oceli v tahu
f_{ywd}	365 MPa	návrhová pevnost oceli v tahu
A_{sx}	1131 mm ²	plocha výztuže ve směru X
A_{sy}	1131 mm ²	plocha výztuže ve směru Y
h_s	0,225 m	tloušťka desky

Ověření únosnosti na lici sloupu

u_c	1,100 m	obvod v lici podpory
V_{Ed}	3,162 MPa	
v	0,540	
$V_{Rd,max}$	4,500 MPa	maximální hodnota únosnosti ve smyku
$V_{Ed} / V_{Rd,max}$	0,703	Posudek: Vyhovuje

Ověření únosnosti na základním kontrolovaném obvodu

u_1	3,387 m	obvod základního kontrolovaného obvodu
V_{Ed}	1,027 MPa	
b_x	1,442 m	šířka desky = $c+6d$
h_x	0,225 m	tloušťka desky
A_{cx}	0,324 m ²	plocha betonu
A_{sx}	0,002 m ²	plocha výztuže na šířce desky b_x
ρ_x	0,005	stupeň vyztužení
b_y	1,442 m	šířka desky = $c+6d$
h_y	0,225 m	tloušťka desky
A_{cy}	0,324 m ²	plocha betonu
A_{sy}	0,002 m ²	plocha výztuže na šířce desky b_x
ρ_y	0,005	stupeň vyztužení
ρ	0,005	průměrný stupeň vyztužení
k	1,943	
$V_{Rd,c}$	0,542 MPa	
$V_{Ed} / V_{Rd,c}$	1,894	Posudek: Nutno navrhnout smykovou výztuž



Obr. 7-14 - Návrh rozložení smykové výztuže

ověření únosnosti smykové výztuže

$u_{out,ef}$	6,415 m	$0,3*d=$	0,055
$a_{out,ef}$	1,021 m	$0,5*d=$	0,091
		$0,75*d=$	0,137
$f_{vwd,eff}$	295,5 MPa	$1,5*d=$	0,273
$s_{r,i}$	0,125 m		0,35359

obvod	1	2	3	4	5
a_i	0,25	0,375	0,500	0,625	0,750
průměr	12	12	12	12	12
počet	8	8	16	16	16
$A_{s,i}$	904,8	904,8	1809,6	1809,6	1809,6
u_i	1,571	2,356	3,142	3,927	4,712
$V_{Ed,i}$	2,214	1,476	1,107	0,885	0,738
$V_{Rd,cs,i}$	2,449	1,768	2,449	2,041	1,768
$V_{Ed,i}/V_{Rd,cs,i}$	0,90	0,83	0,45	0,43	0,42
Posudek	OK	OK	OK	OK	OK

Konstrukční vzdálenosti na kontrolovaném obvodě

obvod	1	2	3	4	5
s	0,196	0,295	0,196	0,245	0,295
s/d	1,1	1,6	1,1	1,3	1,6
využití podmínky	0,54	0,81	0,54	0,67	0,81
posudek	OK	OK	OK	OK	OK

Navržená smyková výztuž **VYHOVUJE**.

Navržená výztuž splňuje konstrukční zásady viz. *Obr. 7-12a Obr. 7-14*.

8 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Norma ČSN EN 1992-1-1 umožňuje upustit od přesného výpočtu průhybu, pokud je splněna konstrukční podmínka - omezení poměru rozpětí k účinné výšce. Splněním této podmínky je zajištěno, že nadměrné průhyby v konstrukci za běžných podmínek nenastanou [6].

8.1 Mezní stav omezení průhybu

Mezní poměr účinné výšky průřezu k rozpětí $\frac{l}{d}$ je dán vztahem (8.1):

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11,5 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho}\right)^{\frac{3}{2}} \right] \text{ pro } \rho \leq \rho_0 \quad (8.1)$$

Kde:

$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$ referenční stupeň vyztužení, f_{ck} v MPa

ρ stupeň vyztužení

K součinitel zohlednění nosných systémů

f_{ck} pevnost betonu v tlaku v MPa

Stupeň vyztužení je dán vztahem:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (8.2)$$

Kde:

A_s plocha tažené výztuže

A_c plocha betonového průřezu

8.2 Posouzení průhybu

Geometrie průřezu a výztuže dle kapitoly: 7.3.3 - Návrh výztuže desek: D1, D2, D3 str. 72
pro moment v poli ve směru delšího rozpětí směr Y.

Určení mezního poměru l/d

Nosná soustava: deska lokálně podepřená
(delší rozpětí) $K=1,2$ dle ČSN EN 1992-1-1,
tabulka 7.4N

Beton: C25/30

l 7000 mm rozpětí konstrukce
 d 194 mm účinná výška průřezu
 l/d 36 poměr rozpětí

h 225 tloušťka posuzovaného prvku
 b 1000 šířka posuzovaného prvku
 A_c 2,25E+05 mm² plocha betonu

profil 12 průměr výztuže
 s 200 osová vzdálenost mezi výztuží
 n 5 počet prutů v prvku
 A_s 565 mm² plocha výztuže

ρ 0,003 stupeň vyztužení průřezu
 ρ_0 0,005 referenční stupeň vyztužení dle (8.2)

f_{ck} 25 charakteristická pevnost betonu v tlaku
 K 1,2

Mezní poměr l/d pro daný stupeň vyztužení dle vztahu (8.1)

l/d 40,4 $\rho < \rho_0$ mezní poměr l/d pro daný stupeň vyztužení

Posouzení limitního poměru se skutečným poměrem

skutečný l/d 36
limitní l/d 40
Posudek **Vyhovuje**
Není třeba provádět podrobný
výpočet průhybu

9 ZÁVĚR

V této práci jsem navrhl konstrukční řešení administrativní budovy, která splňuje evropské normativní předpisy. Vypracování diplomové práce pro mne bylo přínosné, jelikož jsem zrealizoval komplexní návrh řešení vícepodlažního objektu a rozšířil své odborné znalosti z oblasti konstrukcí betonových budov.

10 CITOVANÁ LITERATURA

- [1] **ČSN 731201.** *Navrhování betonových konstrukcí.* Praha : ČNI, 2010.
- [2] **ČSN EN 1991-1-1 (Eurokód 1)** . *Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení staveb.* Praha : ČNI, 2004.
- [3] **ČSN EN 1990 (Eurokód).** *Zásady navrhování konstrukcí.* Praha : ČNI, 2004.
- [4] **ČSN EN 1991-3 (Eurokód 1).** *Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem.* Praha : ČNI, 2006.
- [5] **ČSN EN 1991-1-4 (Eurokód 1).** *Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem.* Praha : ČNI, 2007.
- [6] **ČSN EN 1992-1-1 (Eurokód 2).** *Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.* Praha : ČNI, 2011.
- [7] **Šmejkal, Jíří.** *Železobetonové konstrukce I.* Plzeň : FS, 2010.

11 SEZNAM PŘÍLOH

11.1 Výkresová dokumentace

Číslo výkresu	Název výkresu	formát
S1	Studie - 1.NP	2xA4
S2	Studie - 2.NP	2xA4
S3	Studie - 3.NP	2xA4
S4	Studie - 4.NP	2xA4
S5	Výkres tvaru D2	8xA4
S6	Výkres výztuže D2 - dolní povrch	8xA4
S7	Výkres výztuže D2 - horní povrch	8xA4
S8	Výkres tvaru a výztuže D4	4xA4
S9	Výkres výztuže stěny	4xA4
S10	Stěny - Detaily	2xA4
S11	Výztuž sloupu	2xA4
S12	Detail uložení výztuže nad sloupy	2x14
S13	Smyková výztuž nad sloupy	1xA4
S14	Výkres výztuže schodiště	4xA4
S15	Schodiště	2xA4